



FREEWAY
BUREAU
M O T C
高公局

交通部高速公路局

高速公路耐震補強工程 具特殊性之補強案例資料

中華民國 111 年 7 月



交通部高速公路局
FREEWAY BUREAU, MOTC

高速公路耐震補強工程 具特殊性之補強案例資料

中華民國 111 年 7 月

出版機關：交通部高速公路局

發行人：趙興華

地址：24303 新北市泰山區黎明里半山雅 70 號

電話：02-2909-6141(代表號)

網址：<https://www.freeway.gov.tw>

總編輯：林生發

副總編輯：黃俊豪

工作小組：羅財怡、高均約、馮焱明、吳彥儒、陳柏宏、陳韋丞、林裕家、戚樹人、彭康瑜、吳明興、郭國振、蕭天任

出版日期：111 年 7 月

定價：新台幣 1500 元。

GPN：1011101093

ISBN：978-986-531-426-2

版權歸屬：交通部高速公路局

版權聯絡人：交通部高速公路局綜合組

電話：02-2909-6141 分機 3215

摘要

民國 88 年 921 集集地震造成多處橋梁損壞與崩塌，為防範未然，本局針對耐震能力不足之既有橋梁進行耐震補強。高速公路橋梁耐震補強工程分為第一期、第二期及後續路段執行策略循序推動，本局已陸續完成第一期、第二期及後續路段區段 1 橋梁耐震補強工程。各補強工程因應不同地質條件及基礎形式選用不同補強工法，累計許多設計與施工補強案例。例如針對基礎耐震性能不足的橋梁，優先採用系統補強方式(如隔震支承、液態黏滯性阻尼器及地震力分散裝置等)評估，以避免額外之基礎補強；以及考量極端氣候變遷，配合河川治理計畫及河川特性，進行跨越河川橋梁耐洪與耐震能力提升之基礎換底工法等。本局綜整補強工程執行經驗，提供國內其他橋梁補強參考。

高速公路耐震補強工程 具特殊性之補強案例資料

特殊性類別	項次	講 題
改變結構系統之補強對策	1	框架式橋柱之連梁補強 -以 M38D1 標國 3 五號高架橋及 M12 標國 1 圓山橋為例
	2	採用力量分散裝置及變更支承系統之補強 -以 M38D2 標國 3 甲辛亥路高架橋、M38D1 標國 3 九號高架橋為例
	3	盤式支承置換為隔震支承 -以 M37G 標國 3 烏山頭高架橋、M81 標國 8 1k~3k 高架橋為例
	4	固接橋墩置換為隔震支承 -以國 3 東山服務區跨越橋為例
	5	既有隔震橋梁之耐震補強 -以國 3 嘉南大圳北幹一號排水橋為例
	6	利用液態黏滯性阻尼器之補強 -以國 3 頭前溪河川橋為例
河川沖刷之補強對策	7	河川橋直基沖刷之補強方式 -以 M81 標國 3 鹽水溪河川橋、M41 標國 4 豐原高架橋為例
	8	河川橋基礎沖刷於深槽區及高灘地之補強方式 -以 M37E 標國 3 烏溪三號橋為例
	9	耐洪及耐震能力提升工程(換底工法) -以 M16 標國 1 中沙大橋為例
	10	直接基礎置換為樁基礎 -以 M37C 標國 3 梅林溪排水橋為例
依地質特性考量之補強對策	11	基礎耐震評估考量基礎阻尼常數折減係數 CD -以 M38FZ 標國 10 號高雄環線高架(二)橋為例
	12	跨斷層補強考量 -以 M41 標國 4 豐原高架橋為例
	13	依地質特性之基礎補強選用原則
	14	直接基礎座落於液化潛勢土層之地盤改良 -以 M38B 標國 3 和美交流道為例
	15	In-Cap 補強工法之考量 -以 M11 標國 1 汐五高架橋為例
其他耐震相關之補強對策	16	碳纖維包覆補強(FRP 包覆補強) -以 M34 標國 3 雲南路跨越橋為例
	17	上部結構 FRP 與外置預力補強 -以 M38C 標國 3 烏溪一號河川橋為例
	18	低淨空橋下空間之基礎補強方案
	19	位移束制裝置之補強考量 -以 M38D1 標國 3 第六號高架橋為例
與環境生態及文化遺址相關之補強對策	20	減輕環境破壞之支承補強施工方法 -以 M38D1 標國 3 五號高架橋為例
	21	因應文化遺址之補強考量 -以 M37G 標國 3 烏山頭高架橋為例
	22	降低箱梁內施工對蝙蝠生態影響之補強 -以國 3 三疊溪河川橋為例

臺灣活動斷層分布圖

臺灣活動斷層分布圖

經濟部中央地質調查所

中華民國110年 (2021)

斷層名稱

- | | | |
|-------------|----------|----------|
| 1 山腳斷層 | 13 初鄉斷層 | 25 車瓜林斷層 |
| 2 湖口斷層 | 14 九芎坑斷層 | 26 旗山斷層 |
| 3 新竹斷層 | 15 梅山斷層 | 27 潮州斷層 |
| 4 新城斷層 | 16 大尖山斷層 | 28 恆春斷層 |
| 5 獅潭斷層 | 17 木屐寮斷層 | 29 米崙斷層 |
| 6 三義斷層 | 18 六甲斷層 | 30 嶺頂斷層 |
| 7 大甲斷層 | 19 觸口斷層 | 31 瑞穗斷層 |
| 8 鐵砧山斷層 | 20 口宵里斷層 | 32 奇美斷層 |
| 9 屯子腳斷層 | 21 新化斷層 | 33 玉里斷層 |
| 10 彰化斷層 | 22 後甲里斷層 | 34 池上斷層 |
| 11 車籠埔斷層 | 23 左鎮斷層 | 35 鹿野斷層 |
| 12 大茅埔-雙冬斷層 | 24 小崗山斷層 | 36 利吉斷層 |

圖例

第一類活動斷層
(虛線為推測或隱伏部分)

第二類活動斷層
(虛線為推測或隱伏部分)

1900-2020災害性地震規模達
6.0以上的震央位置

● 6 ≤ 規模 < 7

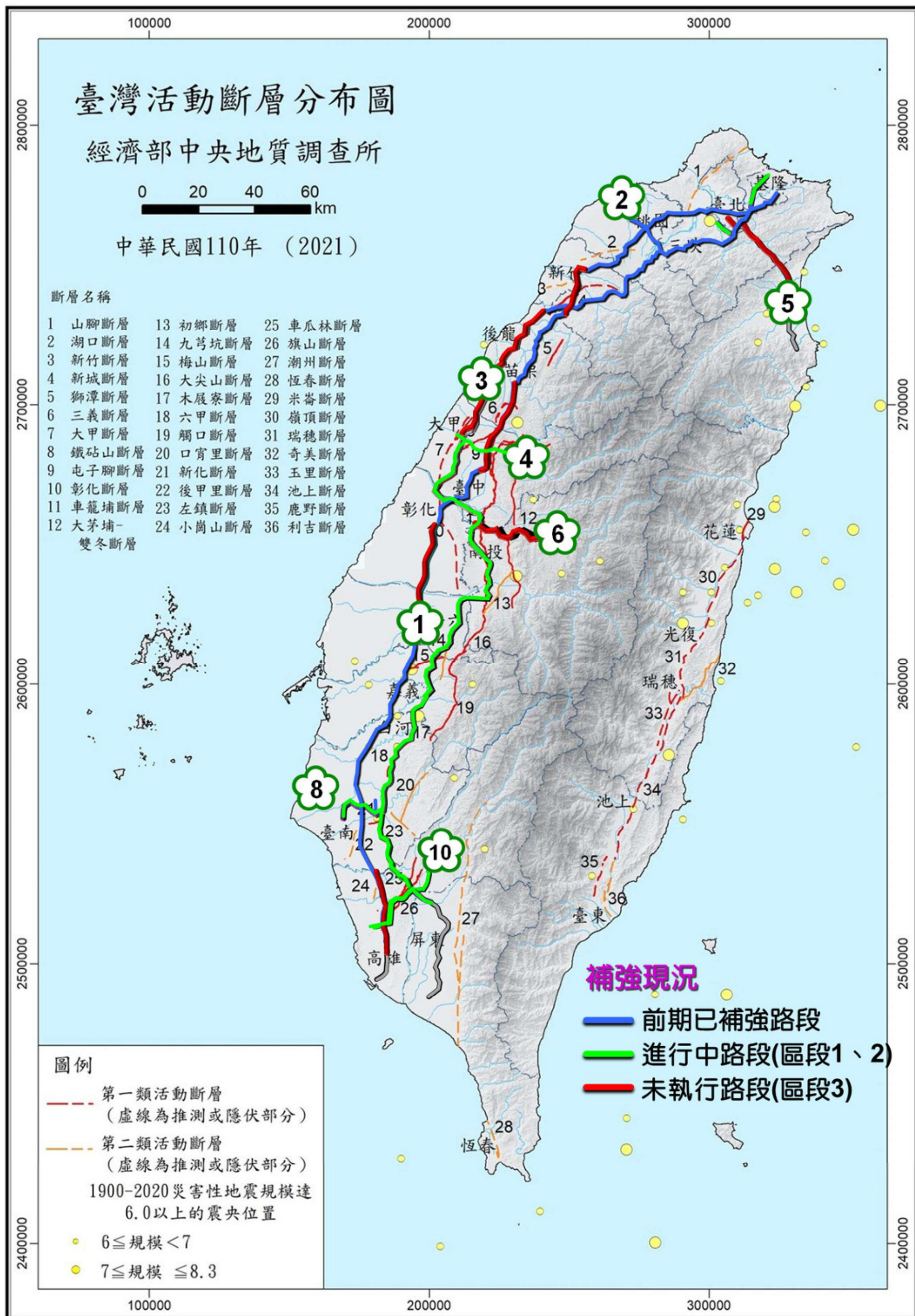
● 7 ≤ 規模 ≤ 8.3

補強現況

前期已補強路段

進行中路段(區段1、2)

未執行路段(區段3)



改變結構系統之補強對策

框架式橋柱之連梁補強

-以 M38D1 標國 3 五號高架橋及 M12 標國 1 圓山橋為例

框架式橋柱之連梁補強

-以 M38D1 標國 3 五號高架橋及 M12 標國 1 圓山橋為例

摘 要

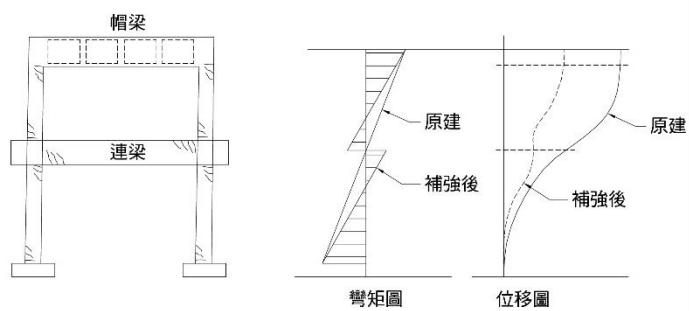
橋梁耐震補強有針對不同構件的補強，基礎則為普遍須補強的構件之一，而基礎構造補強通常所費不貲，因此耐震補強設計應儘量避免額外增加基礎的地震需求，以達到基礎不需補強之目標。若基礎補強為不可避免時，則應考慮強度、承载力及介面之力量傳遞。另外，也有針對不宜開挖補強等的連梁設計，以降低上構傳遞至基礎的力量，達到不開挖之目的。本案五號高架橋(瑪陵橋)即是因其橋址位於地質敏感區且多斜坡，不宜開挖。橋墩連梁能有效降低墩柱傳至基礎之力量，降低原基礎之需求，進而達到不開挖之目的。

關鍵字：橋梁耐震補強、連梁補強

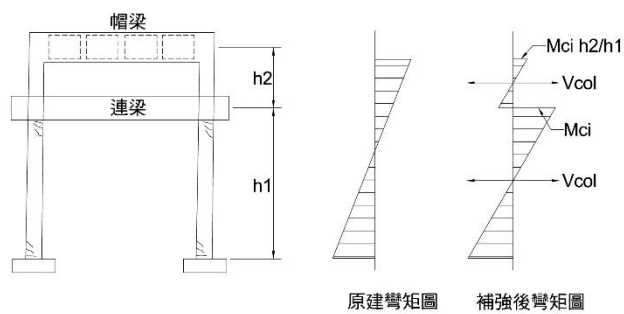
一、連梁補強概述

多柱式高橋墩採用增設連梁(Link Beam)補強，可達到下列 3 個補強效果：

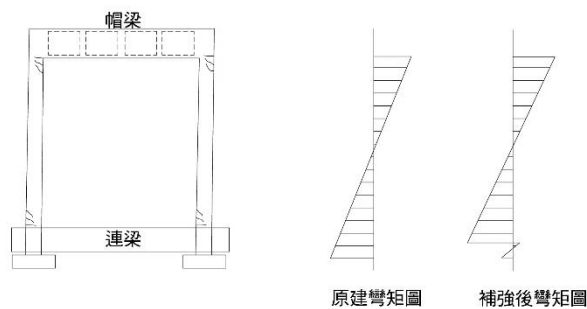
1. 提升勁度，減少側移量：增設連梁後，由於改變柱彎矩分配，可提升整體門架墩柱側向強度，並減少彈性位移，同時亦可考慮使連梁兩端或其上下方橋柱產生塑鉸，增加耗能機制。惟須同時檢核橋柱剪力強度及潛在塑鉸區圍束條件，避免導致短柱效應，發生柱剪力破懷或塑鉸轉角過大，必要時須配合橋柱包覆補強，如圖 1(a)。
2. 降低帽梁內力：當帽梁或梁柱接頭區所受橫向地震力超過其容量時，使用連梁連接橋柱，透過提高連梁高度配置，能有效降低帽梁或梁柱接頭區受力至其耐震容量以下，強迫塑性鉸發生於橋柱而非帽梁，以達到耐震補強目的，如圖 1 (b)。當橋柱於連梁與帽梁間高度較小時，帽梁及此段橋柱所受彎矩將變小。一般而言，帽梁與橋柱的質量均小於上部結構質量，橋柱將受均勻剪力 V_{col} ，當橋柱彎矩容量為 M_{ci} ，帽梁所受彎矩則為 $\frac{M_{ci} \times h_1}{h_2}$ 。
3. 降低基礎內力：與前述原理相同，當基礎耐震能力不足時，亦可適度降低連梁高度配置，能有效降低基礎受力至其耐震容量以下，以達到耐震補強目的，如圖 1 (c)。惟降低連梁配置，除上述考量因素外，另須考慮覆土深度、潛在塑鉸區圍束條件及橋下通行淨高需求等條件。



(a)減少側移量



(b)降低帽梁內力



(c)降低基礎內力

圖 1(a)、1(b)、1(c) 利用連接梁改善橫向地震反應

二、橋梁基本資料

2.1 M38D1 標五號高架橋及 M12 標圓山橋

M38D1 標國道 3 號五號高架橋於 90 年 5 月竣工，橋址位於基隆市七堵區，其南下線跨徑：北引橋 4@20+主橋 145+南引橋 6@20=345m，北上線跨徑：北引橋 9@20+主橋 145+南引橋 6@20=445 公尺。其中主橋跨越瑪東野溪之山谷，引橋均落於山崩地滑地質敏感帶與斜坡之上。橋梁示意如圖 2。



圖 2 M38D1 標國 3 五號高架橋

圓山橋南(STA. 23k+877)為 6 跨預力混凝土箱形梁橋，跨徑配置為 43+118+2@142.5+150+75，全長共計 671m，跨越基隆河，詳圖 3。

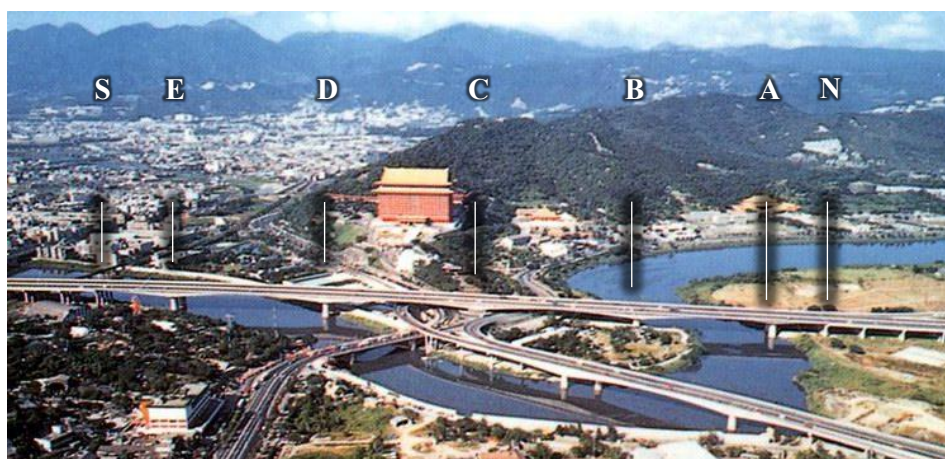


圖 3 第 M12 標國 1 圓山橋

2.2 工址地震力考量

依據交通部 108 年部頒「公路橋梁耐震設計規範」及 110 年版「公路橋梁耐震評估與補強設計規範」，M38D1 標國道 3 號五號高架橋(基隆市七堵區)之地震微分區屬第一類地盤，依「公路橋梁耐震設計規範」第二章之規定計算水平譜加速度， S_S^{II} 、 S_1^{II} 、 S_S^{III} 及 S_1^{III} 分別為 0.60、0.30、0.80 及 0.45。

圓山橋部分屬於「第一期工程」，當時評估依據係採 89 年版「公路橋梁耐震設計規範」，圓山橋橋址係屬地震乙區，工址水平加速度係數為 0.23g。

三、M38D1 標五號高架橋及 M12 標圓山橋基礎耐震能力

本計畫依據民國 110 年「公路橋梁耐震評估與補強設計規範」進行橋單元耐震能力評估，採 SAP2000 商用軟體建模並執行側推分析法(Pushover Method)，檢核橋梁結構之耐震能力，並以側推分析得到耐震性能區分為等級 I 地震 SP1、等級 II 地震 SP2 和等級 III 地震 SP3 所對應之墩底力量評估基礎之彎矩、剪力強度及穩定性。M38D1 標五號高架橋之基礎型式為井式基礎和直接基礎，示意如圖 4。

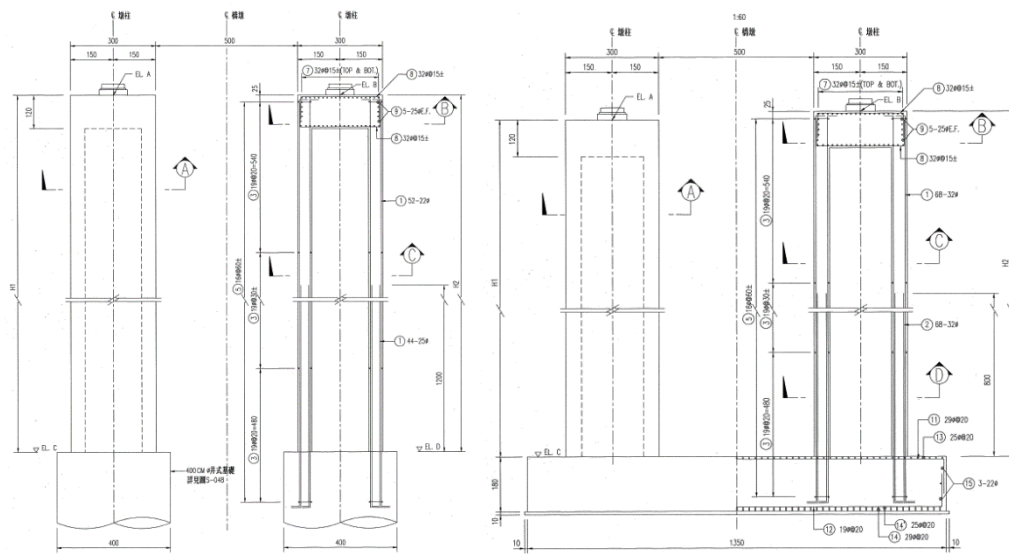


圖 4 五號高架橋基礎示意圖

經評估後，其中直基部分 PN5-6、PN5-13、PS5-2、PS5-9 之彎矩強度不足，因此需要進行擴基補強，以增加基礎的彎矩容量。然而該處屬於地質敏感區且多斜坡(圖 5)，因此不宜開挖補強。橋墩連梁能有效降低墩柱傳至基礎之力量，降低原基礎之需求，進而達到不開挖之目的。

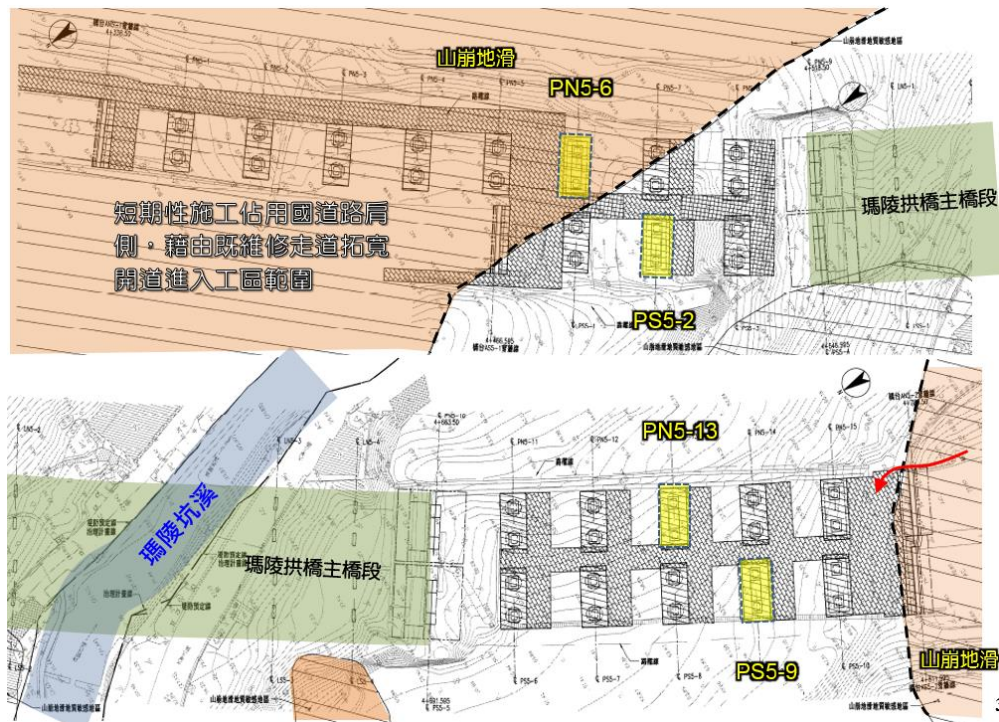


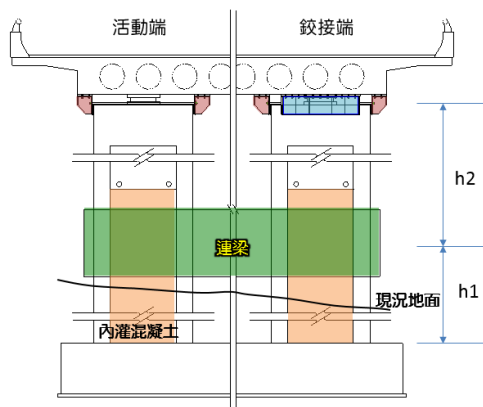
圖 5 五號高架橋山崩地滑區域示意圖

經評估圓山橋橋墩 N 橫向位移之容量/需求比(C/D)小於 1.0，且橋柱屬剪力破壞模式，需進行橋墩補強，另橋墩 N 基礎耐震能力亦有不足情形。

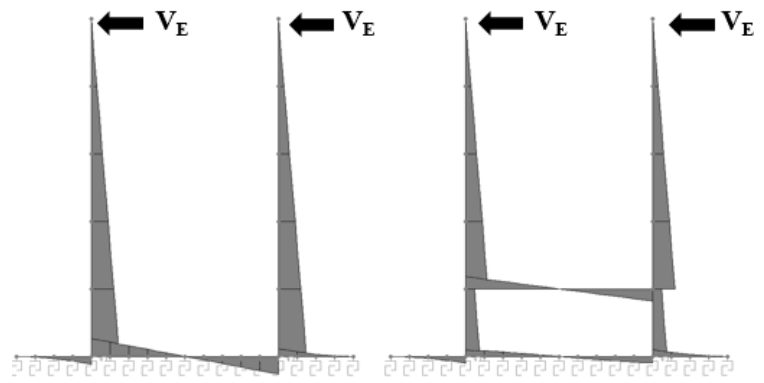
四、耐震補強工程設計

4.1 橋墩連梁補強

當基礎所受橫向地震力超過其容量時，使用連接梁(Link Beam)連接橋柱時，彎矩將再次重新分配，上構傳遞至連梁柱接頭時，彎矩將分配給連梁後，減少柱下端之彎矩，故能有效降低基礎受力。當橋柱於連接梁與基礎間高度越小時，帽梁及此段橋柱所受彎矩將變小。一般而言，橋柱的質量均小於上部結構質量，橋柱將受均勻剪力，基礎所受彎矩則為 $\frac{M_{ci} \times h_1}{h_2}$ ， M_{ci} 為橋柱彎矩容量，如圖 6 所示。



(a)增設連梁示意



底部彎矩= M_{ci}

底部彎矩= $\frac{M_{ci} \times h_1}{h_2}$

(b)增設連梁前

(c)增設連梁後

圖 6 連梁效果示意

圓山橋橋墩 N 因橋墩屬於剪力破壞模式，因而抑制震時撓曲韌性的完全發揮，有耐震能力不足情形。故於橋墩 N 進行鋼板包覆補強，以提昇墩體之韌性，另橋墩 N 基礎耐震能力亦有不足情形，乃於柱間增設橫向連梁，以重新分配彎矩，藉以降低基礎之耐震需求；另為避免覆土束制，影響增設連梁後橋柱耐震行為，於橋柱覆土段增設隔離套筒，詳圖 7 及圖 8。

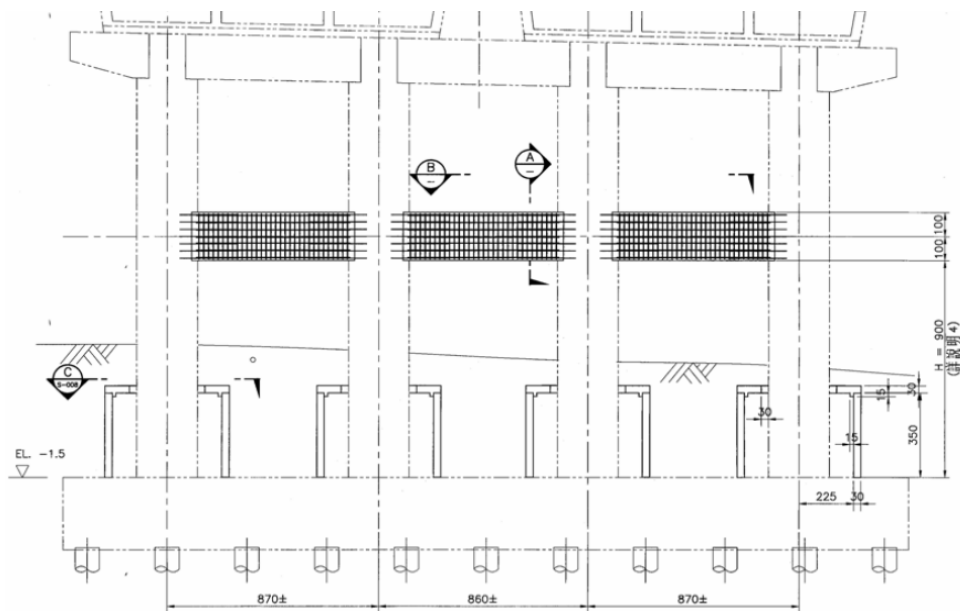


圖 7 圓山橋橋墩 N 補強示意圖



圖 8 圓山橋橋墩 N 補強完成照片

4.2 五號橋案例基礎受力情形與其結果

以 PN5-6 為例，原基礎所受等級 III 之總橫向力為 297.60tonf、總彎矩為 3112.15tonf-m。於覆土上方(基礎頂上方約 4 米處)新增一連梁後，其所受等級 III 之總橫向力為 296.95tonf、總彎矩為 2187.3tonf-m，彎矩約下降 30%。其分析結果由補強前 C/D 值 0.79(NG)變為補強後的 1.36(OK)，其效果顯著，相關檢核如表 1。

表 1 連梁補強前與後 C/D 值比較

補強前	方向	地震等級	檢核	彎矩強度檢核(tf-m)						
				ϕ	彎矩強度容量		彎矩強度需求		C/D (底層)	C/D (頂層)
					底層	頂層	底層	頂層		
PN5-6L & PN5-6R	縱向	30	-	-	422	422	-	-	-	-
		475	-	0.9	1078	1078	-	-	-	-
		2500	-	1.0	1197	1197	-	-	-	-
	橫向	30	OK	-	823	2015	595	623	1.38	3.23
		475	N.G.	0.9	925	2266	1082	1043	0.85	2.17
		2500	N.G.	1.0	1234	3022	1553	1268	0.79	2.38
補強後	方向	地震等級	檢核	彎矩強度檢核(tf-m)						
				ϕ	彎矩強度容量		彎矩強度需求		C/D (底層)	C/D (頂層)
					底層	頂層	底層	頂層		
PN5-6L & PN5-6R	縱向	30	-	1.0	958	958	-	-	-	-
		475	-	0.9	1359	1359	-	-	-	-
		2500	-	1.0	1510	1510	-	-	-	-
	橫向	30	OK	1.0	823	2015	287	518	2.87	3.89
		475	OK	0.9	925	2266	667	995	1.39	2.28
		2500	OK	1.0	1234	3022	911	1263	1.36	2.39

五、結論

本案依據 108 年版「公路橋梁耐震設計規範」之地震力進行耐震能力評估，直接基礎受橋橫向地震力下，彎矩容量不足，故需要進行基礎補強或其他降低外力的替代工法。其中 M38D1 標五號高架橋由於橋址位於山崩地滑地質敏感區，不適宜開挖直接對基礎進行增厚擴基補強，故採取連梁補強，改變其橋墩受力行為，有效將上構傳遞至基礎之彎矩降低，可以避免進行侵入性的補強，減少山崩地滑之風險。

參考文獻

1. 交通部，「公路橋梁耐震設計規範」，民國108年1月。
2. 交通部，「公路橋梁耐震評估與補強設計規範」，民國110年3月。
3. 國家地震工程研究中心，「公路橋梁耐震性能設計規範研究（第2期）（上冊、下冊）」，民國101年12月。
4. 中華民國結構工程學會，「公路橋梁耐震性能設計規範草案複審成果報告書」，民國102年11月。
5. 經濟部，活動斷層地質敏感區劃定計畫書（F0010三義斷層），民國104年12月。
6. 財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心，「國道高速公路後續路段橋梁耐震補強工程（區段1-2）規劃設計及後續擴充（監造）」跨越第一類活動斷層橋梁之近斷層地震動及錯動量評估成果報告書，民國106年11月。
7. Priestley, M.J.N., Seible F. and Calvi, G.M. 1996, "Seismic Design and Retrofit of Bridges"

採力量分散裝置及變更支承系統之補強

-以 M38D2 標國 3 甲辛亥路高架橋、M38D1 標國 3 九號

高架橋為例

採力量分散裝置及變更支承系統之補強

-以 M38D2 標國 3 甲辛亥路高架橋、M38D1 標國 3 九號高架橋為例

摘 要

災害發生時，橋梁為維生線不可或缺之一環，國道高速公路為臺灣地區南北交通大動脈，在國家整體防災計畫中，扮演最重要之防災運輸生命線。惟隨著耐震概念的演進及耐震規範更新，現有國道高速公路橋梁已無法滿足現行耐震需求。國內橋梁耐震設計規範自 76 年起歷經多次沿革演進，老舊橋梁耐震性能經評估，多數已不符目前性能標準。

地震力分散裝置 STU(亦稱為 Lock-up Device)設置於橋梁上部結構與下部結構之間，其功能為藉由流體阻尼力吸收地震力引致之瞬間作用力，使得上部結構與下部結構間形成剛性連接(Rigid Link)，並產生鎖定效果(Lock-up Effect)，而在常時狀態下(如溫差、潛變及乾縮等)所產生之小位移，可在小於最大拖曳力下產生緩慢移動，使得結構保持在活動狀態，採用此裝置之優點為並未改變橋梁常時之支承束制條件，而於地震力時可將地震力分散於較多之橋墩一起承受，可降低結構之風險。本文以國道 3 號甲線辛亥路高架橋與國道 3 號第九號高架橋為例，提出以力量分散裝置與支承系統變更之補強方案進行結構系統補強之效益評估，期能有效降低國道橋梁補強經費。

關鍵字：橋梁耐震補強、基礎補強、結構週期、力量分散裝置。

一、基本資料說明

1.1 國 3 甲辛亥路高架橋

國 3 甲辛亥路高架橋於 85 年 12 月竣工，管轄機關屬高速公路局北區養護工程分局。橋址位於臺北市大安區，起訖里程為 5k+567~5k+283.891(E)、5k+567~5k+308(W)，橋梁立面配置圖詳圖 1。

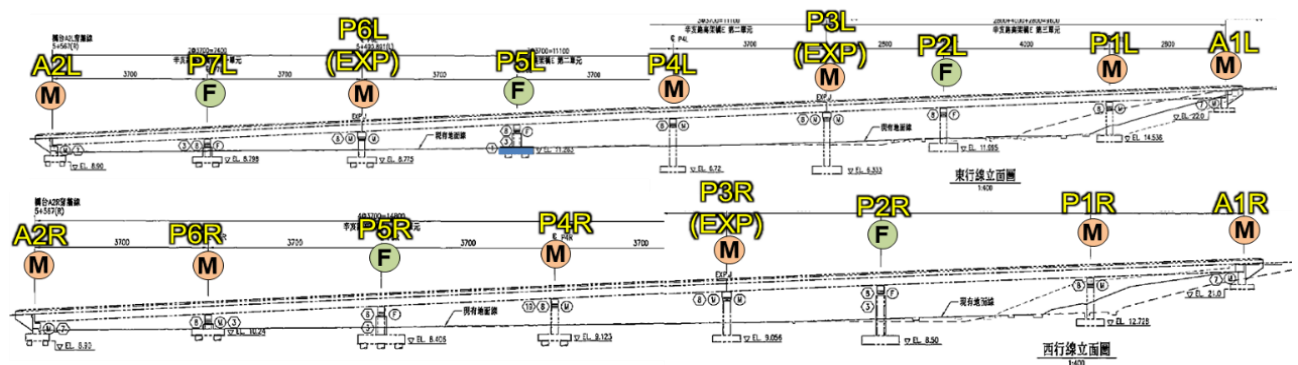


圖 1 國 3 甲辛亥路高架橋立面配置圖

國 3 甲辛亥路高架橋東行線 3 單元之跨徑配置分別為 2@37m、3@37m、28m+40m+28m，總長 281m，西行線 2 個單元之跨徑配置分別為 4@37m、33m+45m+33m，總長 259m。

1.2 國 3 九號高架橋

國 3 九號高架橋於 89 年竣工，管轄機關屬高速公路局北區養護工程分局。橋址位於新北市汐止區，起訖里程為 9k+001.4~9k+328.6，橋梁立面配置圖詳圖 2。

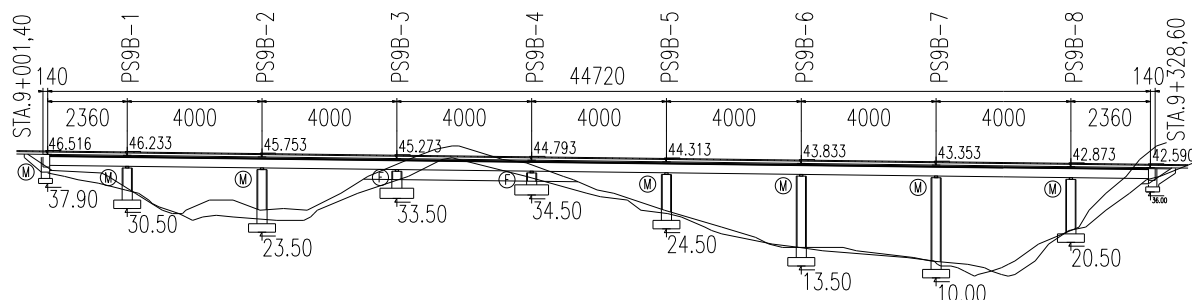


圖 2 國 3 九號高架橋立面配置圖

國 3 九號高架橋跨徑配置為 25m+7@40m+25m，單元總長 330m，其中 AS9-1、PS9-1、PS9-2、PS9-5、PS9-6、PS9-7 及 PS9-8 採活動支承，柱高約 9.81m~27.43m；另 PS9-3 及 PS9-4 則配置鉸接支承，柱高約 3.87m~5.35m。

二、國 3 甲辛亥路高架橋耐震補強工程設計

2.1 橋址地震力考量

依據交通部 108 年頒布「公路橋梁耐震設計規範」，國 3 甲辛亥路高架橋範圍(臺北市大安區黎元里)之地震微分區屬臺北三區，並無鄰近第一類活動斷層，且須依「公路橋梁耐震設計規範」第二章之規定計算水平譜加速度， S_S^{II} 、 S_1^{II} 、 S_S^{III} 及 S_1^{III} 分別為 0.6、0.35、0.8 及 0.5。

2.2 國 3 甲辛亥路高架橋整體耐震能力評估結果

依據橋梁竣工圖，採 SAP2000 商用軟體建模並執行側推分析法(Pushover Method)，以檢核橋梁結構之耐震能力(如圖 2 所示)。耐震性能檢核分等級 I 地震檢核、等級 II 地震檢核和等級 III 地震檢核。重要橋梁和一般橋梁須進行等級 I 地震檢核和等級 II 地震檢核；本計畫橋梁均為國道重要橋梁，對於發生災害時具緊急救災的功能，若在地震中損壞，對區域交通路網、震後緊急救災與經濟發展，將可能會造成大規模的衝擊，因此，本計畫國道橋梁亦須進行等級 III 地震檢核。

國 3 甲辛亥路高架橋包括東行線及西行線共計 5 個橋梁單元，經評估後其中東行線第一單元(U3L)及第二單元(U2L)、西行線第一單元(U2R)及第二單元(U1R)行車向等級 II 地震和等級 III 地震之整體耐震能力不足，需進行橋墩包覆補強，如表 1 所示。

表 1 國 3 甲辛亥路高架橋整體耐震能力評估結果

橋梁名稱	振動單元名稱	縱向耐震能力之容量需求比	
		等級II地震(C/D)	等級III地震(C/D)
辛亥路高架橋	U1L	1.48	1.37
	U2L	0.63(N.G.)	0.54(N.G.)
	U3L	0.91(N.G.)	0.83(N.G.)
	U1R	0.90(N.G.)	0.78(N.G.)
	U2R	0.49(N.G.)	0.43(N.G.)

2.3 國 3 甲辛亥路高架橋耐震補強-力量分散裝置

研析本橋梁整體耐震能力不足之主因，主要為地震力係數增加，導致橋墩縱向容許韌性比與耐震能力不足，原則上可採用橋墩包覆方式進行補強，惟 U3L 單元之 P7L 橋墩及 U2R 單元之 P5R 橋墩採用 RC 包覆補強後，橋墩之容許韌性比仍超過上限值，如表 2 所示。

表 2 國 3 甲辛亥路高架橋橋墩採 RC 包覆後橋墩縱向容許韌性比與耐震能力

振動單元名稱	橋墩	構材容許韌性比		縱向耐震能力之容量需求比	
		等級II地震(μ II)	等級III地震(μ III)	等級II地震(C/D)	等級III地震(C/D)
U2L	P5L	2.52	3.46	1.68	1.72
U3L	P7L	3.38(N.G.)	5.24(N.G.)	1.07	0.99(N.G.)
U1R	P2R	1.54	2.15	1.37	1.3
U2R	P5R	3.03(N.G.)	4.04	1.00	0.98(N.G.)

地震力量分散裝置主要包含內部流體(Internal Fluid)及錨碇設施，設置於橋梁上部結構與下部結構之間，其功能為藉由流體阻尼力吸收地震力引致之瞬間作用力，使得上部結構與下部結構間形成剛性連接(Rigid Link)，並產生鎖定效果(Lock-up Effect)。對於當發生車輛煞車或是地表運動(地震)所引發的動態衝擊時，地震力量分散裝置可提供上、下構(STU 連結之兩端)完全鎖定(Lock-up)之效果以形成剛接(Rigid Link)，使上部結構力量得以傳遞至下部結構。然而地震力量分散裝置所連結之結構物間因溫差或乾縮、潛變等常時狀態所產生之相對緩慢位移發生時，裝置僅提供輕微阻力(\leq 裝置設計荷載 10%)使結構得以自由伸展。

研判改採增設地震力量分散裝置之系統補強方式，應可達到提升橋墩耐震能力之效果。採用地震力量分散裝置之優點為於常時並未改變現有之支承水平束制條件，故此種補強方式對溫度及乾縮潛變載重之影響極小，且於地震時之縱向水平地震力由更多橋墩共同分擔，增加結構系統之靜不定度，降低本橋梁於地震下之損壞風險。本橋梁於 P6L 及 P4R 增設地震力量分散裝置後，各橋墩之縱向容許韌性比與耐震能力如表 3 所示，已可符合耐震性能需求。

表 3 國 3 甲辛亥路高架橋增設力量分散裝置後橋墩縱向容許韌性比與耐震能力

振動單元 名稱	橋墩	構材容許韌性比		縱向耐震能力之容量需求比	
		等級II地震(μ II)	等級III地震(μ III)	等級II地震(C/D)	等級III地震(C/D)
U2L	P5L	2.52	3.46	1.68	1.72
U3L	P7L	2.44(OK)	4.01(OK)	1.31(OK)	1.21(OK)
U1R	P2R	1.54	2.15	1.37	1.3
U2R	P5R	2.14(OK)	3.03(OK)	1.19(OK)	1.14(OK)

三、國 3 九號高架橋耐震補強工程設計

3.1 橋址地震力考量

依據交通部 108 年部頒「公路橋梁耐震設計規範」，國 3 九號高架橋範圍(新北市汐止區拱北里)之地震微分區屬臺北三區，並無鄰近第一類活動斷層，且須依「公路橋梁耐震設計規範」第二章之規定計算水平譜加速度， S_S^{II} 、 S_1^{II} 、 S_S^{III} 及 S_1^{III} 分別為 0.6、0.35、0.8 及 0.5。

3.2 國 3 九號高架橋整體耐震能力評估結果

本計畫依據橋梁竣工圖，採 SAP2000 商用軟體建模並執行側推分析法(Pushover Method)，以檢核橋梁結構之耐震能力(如圖 3 所示)。耐震性能檢核分等級 I 地震檢核、等級 II 地震檢核和等級 III 地震檢核。重要橋梁和一般橋梁須進行等級 I 地震檢核和等級 II 地震檢核；本計畫橋梁均為國道重要橋梁，對於發生災害時具緊急救災的功能，若在地震中損壞，對區域交通路網、震後緊急救災與經濟發展，將可能會造成大規模的衝擊，因此，本計畫國道橋梁亦須進行等級 III 地震檢核。

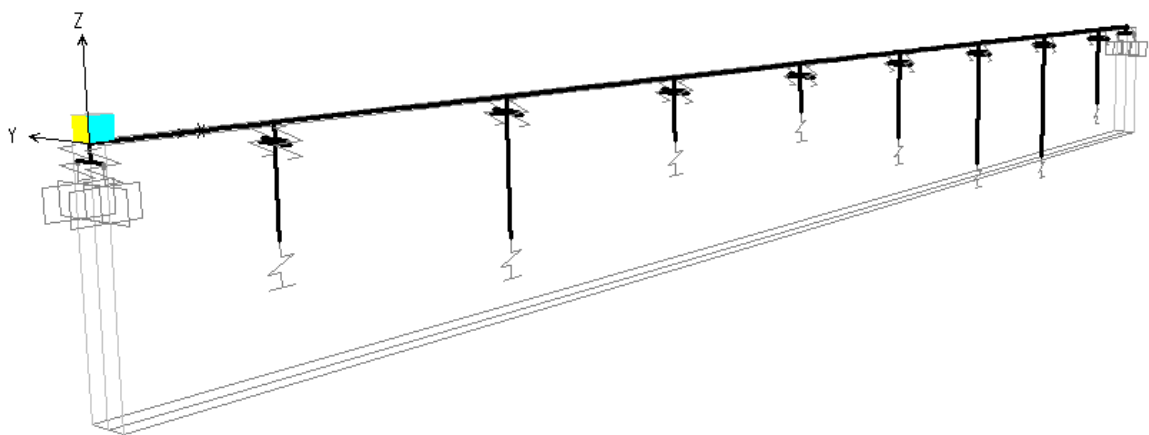


圖 3 國 3 九號高架橋模型圖

進行側推分析後，須計算整體結構容量與需求之比值(C/D)，並進行橋梁各部結構之耐震性能分析，以評估適用之補強方式，本橋梁經計算後整體結構容量與需求之比值(C/D)如表 4 及圖

4 所示，可知本橋梁之耐震能力不足，須進行整體耐震性能之補強。

表 4 國 3 九號高架橋整體耐震能力評估結果

耐震性能標準		耐震需求 D			耐震容量 C			C/D
		EPA (g)	Sd (cm)	Sa (g)	EPA (g)	Sd (cm)	Sa (g)	
等級 I 地震	SP1	0.074	1.6708	0.1568	0.060	1.4538	0.1501	0.81
等級 II 地震	SP2	0.240	5.4302	0.2728	0.078	1.8851	0.1634	0.32
等級 III 地震	SP3	0.320	7.7514	0.3445	0.087	2.1007	0.1701	0.27

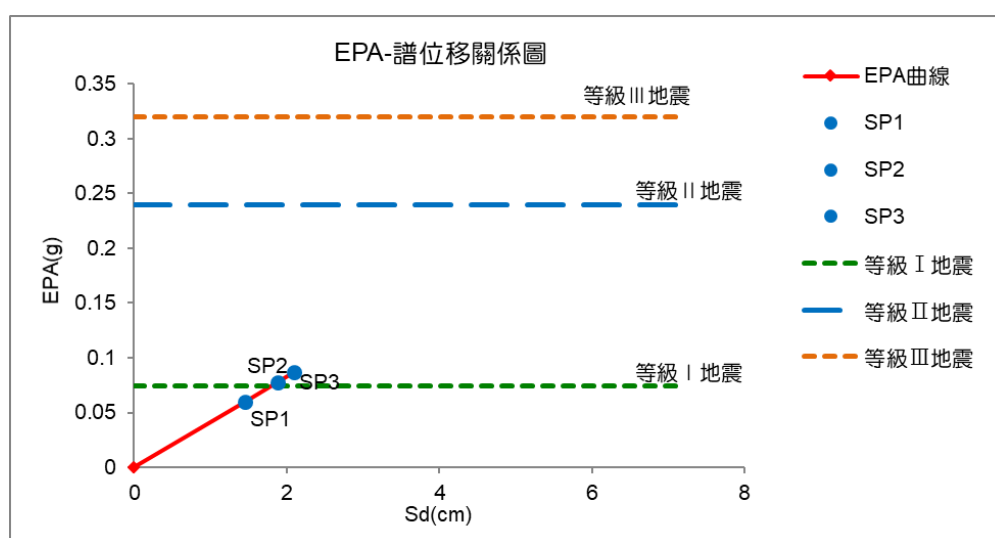


圖 4 國 3 九號高架橋整體耐震能力評估結果

3.3 國 3 九號高架橋耐震補強-支承系統變更

研析本橋梁整體耐震能力不足之主因，係因本橋梁單元長達 330m，僅由 PS9-3 及 PS9-4 兩墩抵抗縱向地震力，且 PS9-3 及 PS9-4 墩長分別為 5.35m 及 3.81m，致橋墩位移(韌性比 μ ，重要橋梁遭遇等級 III 地震時上限=6)及支承縱向力過大，故藉由增加其他橋墩以共同分攤縱向地震力之支承系統變更方式，應可有效解決此問題。

遂於 PS9-3 及 PS9-4 鄰近兩墩 PS9-2 及 PS9-5，採用增設剪力樺方式(剪力樺配置如圖 5 所示)抵抗縱向地震力，將原活動支承型式(M)變更為鉸接支承型式(F)，即支承系統變更後本橋梁之 PS9-2、PS9-3、PS9-4 及 PS9-5 均為鉸接支承型式，支承系統變更後之橋墩 Local μ 檢核及支承強度/需求如表 5 及表 6 所示。

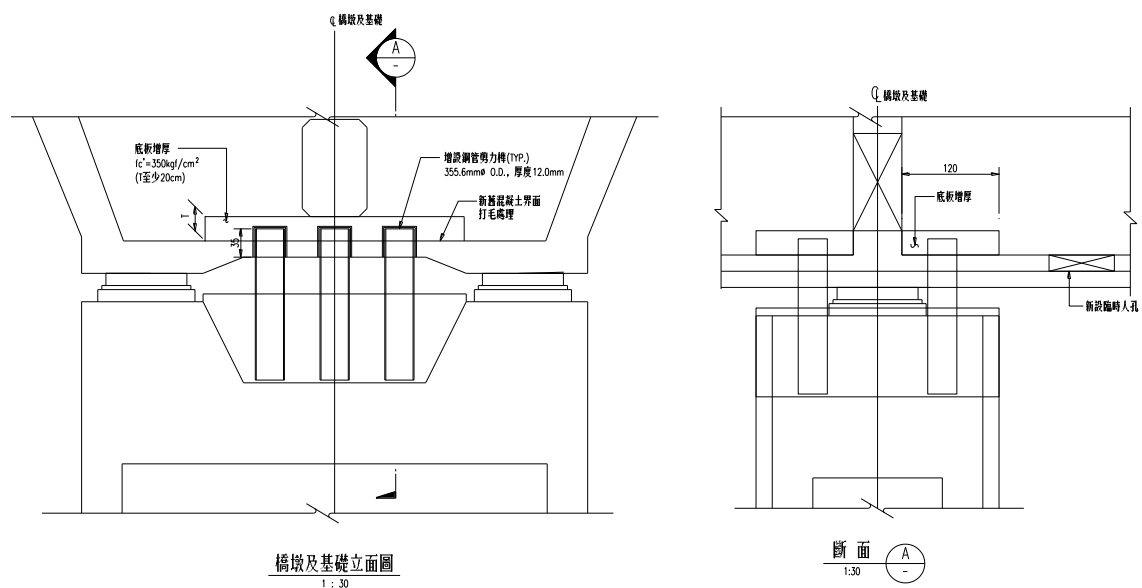


圖 5 國 3 九號高架橋剪力樁配置(以 PS9-5 為例)

表 5 國 3 九號高架橋支承系統變更後橋墩韌性比(μ)檢核表

墩號	頂/底	降伏轉角	等級II地震轉角	等級II地震韌性比 μ_{II}	等級III地震轉角	等級III地震韌性比 μ_{III}
		θ_y	θ_{II}		θ_{III}	
PS9-1	底	0.0000	0.0000	-	0.0000	-
PS9-2	底	0.0067	0.0022	0.3261	0.0030	0.4447
PS9-3	底	0.0037	0.0067	1.8261	0.0097	2.6438
PS9-4	底	0.0026	0.0083	3.1559	0.0122	4.6388
PS9-5	底	0.0060	0.0028	0.4689	0.0038	0.6364
PS9-6	底	0.0000	0.0000	-	0.0000	-
PS9-7	底	0.0000	0.0000	-	0.0000	-
PS9-8	底	0.0000	0.0000	-	0.0000	-

表 6 國 3 九號高架橋支承系統變更後支承強度及需求表

橋墩編號	AS9-1		PS9-1		PS9-2		PS9-3		PS9-4	
支承型式	EXP.		M		F		F		F	
剪力鋼箱/止震塊/支承 設計級數(tf) 個數×噸數	1 x 0		1 x 0		4 x 287.7		2 x 1738.8		2 x 1738.8	
475年墩頂 總水平力(tf)	0.0		0.0		150.6		802.9		1048.2	
2500年墩頂 總水平力(tf)	0.0		0.0		195.5		798.2		1042.4	
C/D比值 (475&2500)	-	-	-	-	7.64	5.89	4.33	4.36	3.32	3.34
橋墩編號	PS9-5		PS9-6		PS9-7		PS9-8		AS9-2	
支承型式	F		M		M		M		EXP.	
剪力鋼箱/止震塊/支承 設計級數(tf) 個數×噸數	6 x 287.7		1 x 0		1 x 0		1 x 0		1 x 0	
475年墩頂 總水平力(tf)	250.2		0.0		0.0		0.0		0.0	
2500年墩頂 總水平力(tf)	323.8		0.0		0.0		0.0		0.0	
C/D比值 (475&2500)	6.9	5.33	-	-	-	-	-	-	-	-

由結果可知，經由本次支承系統變更之補強方式，可有效減低 PS9-3 及 PS9-4 二墩所受之縱向地震力，並提升本橋梁單元整體軸向之耐震性能(如圖 6)。

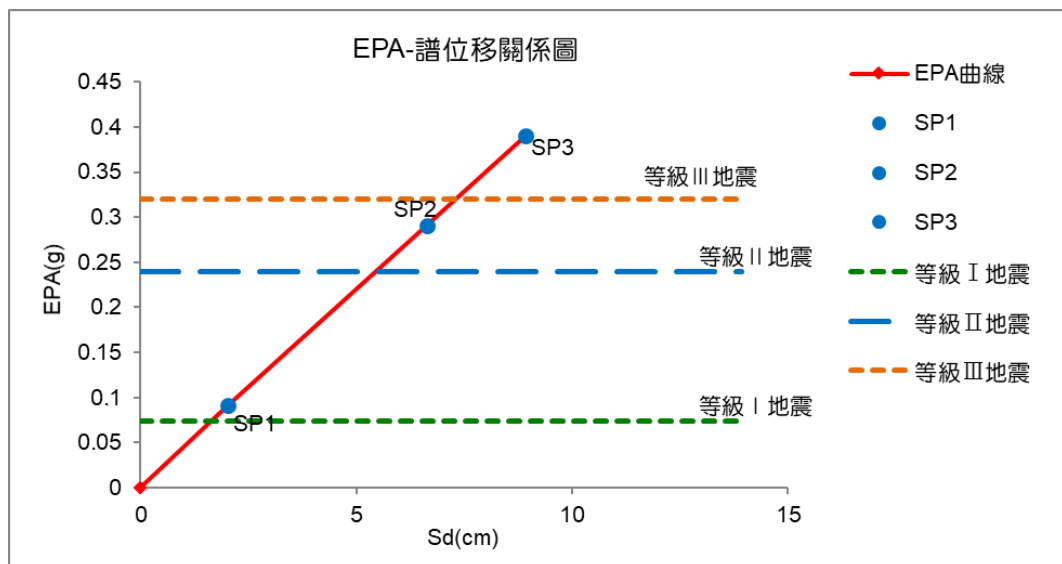


圖 6 國 3 九號高架橋補強後之軸向耐震性能

四、結論

橋梁耐震規範自 84 年 1 月 9 日頒布後，歷經 921 大地震以及近年因技術發展現況及實務需求，目前最新版本對於震區劃分及耐震設計規定均有大幅調整，惟耐震規範頒布前所設計之橋梁，一來其設計地震力過小，二來其設計並無韌性觀點而直接採彈性設計，故以目前規範進

行檢核，其耐震性能往往嚴重不足，藉由本文所提二例採用增設力量分散裝置或變更支承系統的方式補強後，其非頭痛醫頭、腳痛醫腳的傳統補強概念，而改採變更整體結構型式之思維，其成果亦可符合目前耐震規範之相關規定，可作為後續耐震評估及補強工法之參考。

參考文獻

1. AASHTO (2014), LRFD Bridge Design Specifications, 7th editions, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.
2. 交通部，「公路橋梁耐震設計規範」，民國108年1月。
3. 交通部，「公路橋梁設計規範」，民國109年1月。
4. 交通部，「公路橋梁耐震評估與補強設計規範」，民國110年3月。
5. 美國加州運輸署與交通部高速公路局共同合作協議(第2號修正)技術交流議題，「地震力量分散裝置於國道高速公路(通車路段)橋梁耐震補強工程(第一期)埔鹽系統交流道橋梁之應用」。
6. 交通部高速公路局，國道高速公路後續路段橋梁耐震補強工程（區段2-2）「橋梁耐震能力詳細分析評估報告書-第一標」，民國108年6月。

盤式支承置換為隔震支承

-以 M37G 標國 3 烏山頭高架橋、M81 標國 8 1k~3k

高架橋為例

盤式支承置換為隔震支承

-以 M37G 標國 3 烏山頭高架橋、M81 標國 8 1k~3k 高架橋為例

摘 要

災害發生時，橋梁為維生線不可或缺之一環，國道高速公路為臺灣地區南北交通大動脈，在國家整體防災計畫中，扮演最重要之防災運輸生命線。惟隨著耐震概念的演進，耐震規範更新，現有國道高速公路橋梁已無法滿足現行耐震需求。國內橋梁耐震設計規範自 76 年起歷經多次沿革演進，老舊橋梁耐震性能經評估，多數已不符目前性能標準。

隔震支承系統，利用隔震支承柔性延長結構振動週期，並貢獻阻尼消能，使地震時降低上部結構之慣性力及加速度反應，進而降低下部結構耐震設計需求，惟伴隨之橋梁位移偏大，需於補強設計時詳加考量，以確保隔震效益得以發揮。本文以國道 3 號烏山頭高架橋為例，提出以隔震支承系統(如鉛心橡膠支承墊)之補強方案進行隔震系統補強之效益評估，期能有效降低國道橋梁補強經費。

關鍵字：橋梁耐震補強、基礎補強、結構週期、橋梁隔震系統。

一、前言

國內橋梁耐震設計規範於民國 84 年採用地震危害度分析並能考量活動斷層位置與大地震發生紀錄，劃分震區並訂定出相對應地震回歸期為 475 年之地表加速度係數，相較於民國 76 年公路橋梁設計規範，地震力係數大幅提高。對於韌性保護構件如支承、基礎，必須保持彈性以確保韌性構件得以順利發展塑性變形，因此對於採用 76 年規範設計之橋梁，其支承系統與基礎耐震能力顯然已不敷所需。另外由於 921 地震造成國內建築、橋梁結構嚴重損傷，民國 97 年公路橋梁耐震設計規範開始考量活動斷層近域效應，導入斷層近域調整因子 N_A 、 N_V 。

自民國 90 年起，交通部高速公路局陸續辦理國道橋梁耐震補強計畫，依據最新公路橋梁耐震設計規範之規定，進行橋梁耐震能力之評估及檢核，對於不符合規範規定者則須進行耐震補強，為減少補強規模與經費，工程界開始設法利用隔減震裝置降低橋墩基礎之地震需求，期能縮減橋梁基礎補強範圍，避免大量開挖。本文將以國道 3 號烏山頭高架橋以及國道 8 號 1k~3k 高架橋耐震補強設計為例，提出隔震補強方案評估與效益分析。

二、隔震支承簡介

隔震裝置需具備 3 項特性，垂直向需能完全承受結構垂直載重、提供適當水平柔性勁度以及自復位能力。利用隔震裝置水平向柔性勁度低延長結構系統振動週期，且藉遲滯阻尼能減少因週期延長增加之位移反應，使大地震時降低上部結構慣性力及加速度反應，進而降低下部結

構耐震設計需求。國內隔震橋梁多採用鉛心橡膠隔震支承墊，為積層橡膠與多層鋼板加上高純度鉛心組合而成，鉛心為低降伏性金屬，受震時降伏產生遲滯行為，且鉛心具有再晶化能力，受震後能自我恢復不因反覆變形而破壞。鉛心橡膠支承墊(Lead-rubber bearing, LRB) 遲滯迴圈可假設為理想之雙線性化模型，如圖 1。

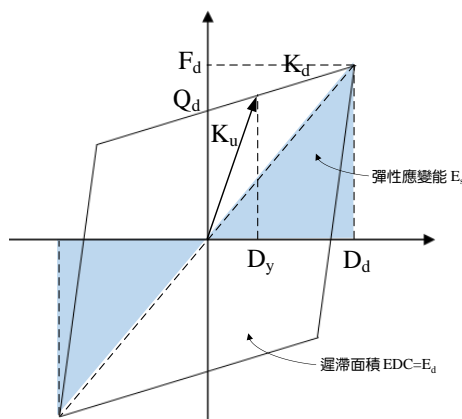


圖 1 鉛心橡膠支承墊理想化雙線性遲滯迴圈

三、橋梁耐震補強採用隔震支承案例-M37G 標國道 3 號烏山頭高架橋

本案例橋梁位於國道 3 號主線里程 328k+389~330k+737，橋梁標準橋寬為 16.1 公尺，如圖 2 所示。民國 83 年設計，採用 76 年公路橋梁設計規範進行地震力設計，並於民國 89 年竣工。

南北雙向各 7 個單元，上部結構為預力混凝土箱形梁，除第一個單元(U1L 及 U1R)因跨越嘉南大圳為跨徑較大之懸臂工法橋梁外，其餘單元採主要跨徑為 40~45m 之場鑄逐跨或支撐先進工法施作。下部結構除懸臂工法單元為實心橋墩外，其餘均為空心橋墩，墩柱高度約為 11 公尺，橋墩水平方向勁度高；基礎部分為樁基礎，部分活動端橋墩採用 60cm ϕ PC 樁，樁長約為 18~20 尺，其餘則採用 120cm、150cm ϕ 場鑄 RC 基樁，樁長約為 20~40 公尺。從本案例橋中挑選 6 個等橋寬單元(南、北向各 3 單元)進行隔震補強評估，其中 U2L/R 為獨立隔震橋梁單元，U4L/R、U5L/R 為連續隔震橋梁單元，補強內容為將既有盤式支承更換為 LRB 隔震支承，期可增加橋單元系統阻尼及延長基本振動週期之降低地震力效益外，亦可達均勻分散各橋墩地震力的功能。

對於隔震橋單元於橋橫向需考量隔震單元與相鄰非隔震單元處橋面伸縮縫功能，避免單元間橫向水平相對變位，於此伸縮縫端橋墩頂可增設橫向位移束制裝置；對於連續隔震橋梁單元伸縮縫端間，上構箱形梁內部亦須考量增設鋼製連桿(縱向自由滑動，橫向連動)，於橫向地震時連續單元間隔震支承能夠產生位移發揮消能效益。連續隔震橋梁單元之地震橫向變位將趨近如圖 3 所示，各墩隔震支承橫向位移差異大，為確實掌握整體隔震橋梁橫向地震反應，應採非線性歷時分析。

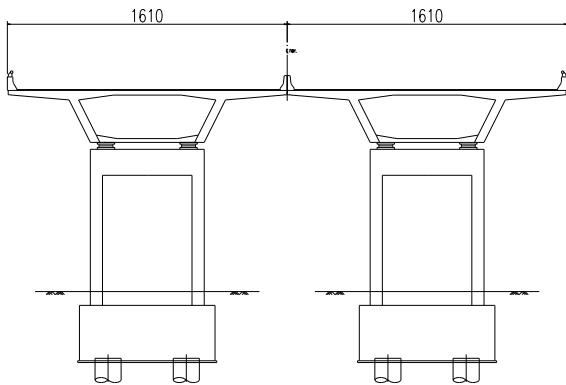


圖 2 國 3 烏山頭高架橋標準斷面

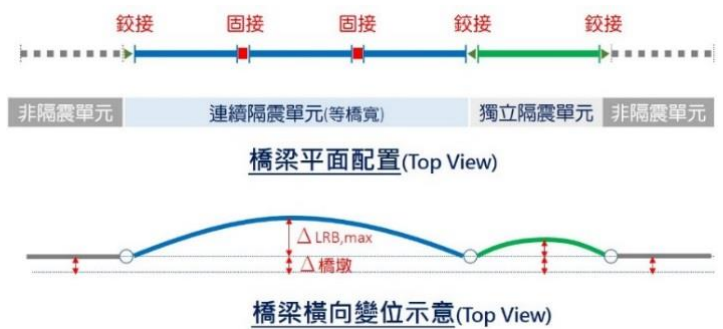


圖 3 隔震橋梁橫向變位示意圖

依縱向靜力分析所得 LRB 性質模擬非線性元素，並建立隔震橋梁分析模型圖，如圖 4、圖 5。先進行模態分析以初步瞭解隔震前後之基本振動週期變化，整理如表 1 所示。原結構基本振動週期約為 0.6~1.0sec，隔震補強後可延長至 1.2~1.4sec，系統等效阻尼比為 20%。依耐震設計規範規定之加速度反應譜 $S_a(g)$ 與振動週期 T 關係圖，如圖 6 所示，可知當基本振動週期由 0.6sec 延長至 1.3sec 時，最大考量地震(MCE)加速度反應譜值將由 1.0g 降至 0.53g，如再考量 LRB 阻尼貢獻，則降至 0.35g，因此，本案例於換裝 LRB 支承後，對於地震慣性力抑制效果明顯。

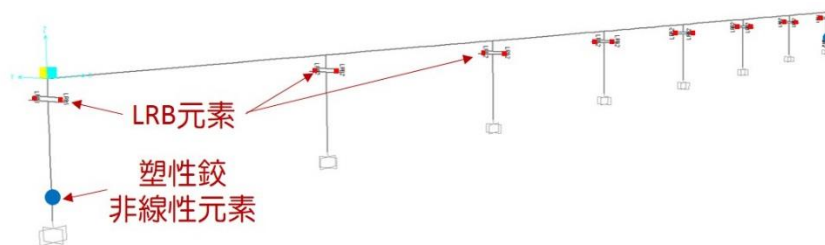


圖 4 U2 單元隔震橋梁分析模型

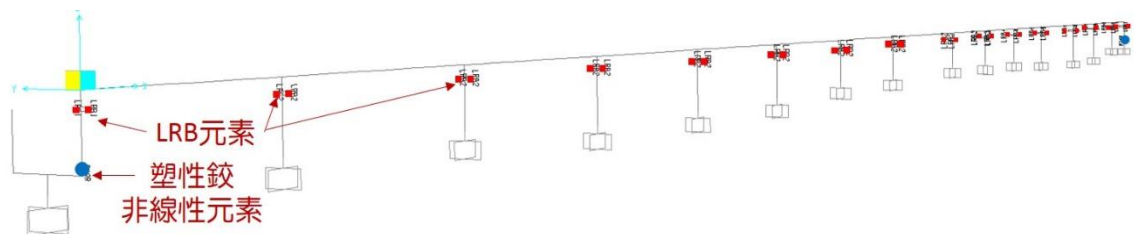


圖 5 [U4-U5]單元隔震橋梁分析模型

表 1 隔震橋梁基本振動週期彙整

振動單元	縱向		橫向		ξ_{system} (系統等效阻尼比)
	原結構(sec)	隔震後(sec)	原結構(sec)	隔震後(sec)	
U2	0.717	1.407	0.63	1.235	0.2
U4	0.73	1.348	0.612	1.381	0.2
U5	1	1.404	0.638		0.2

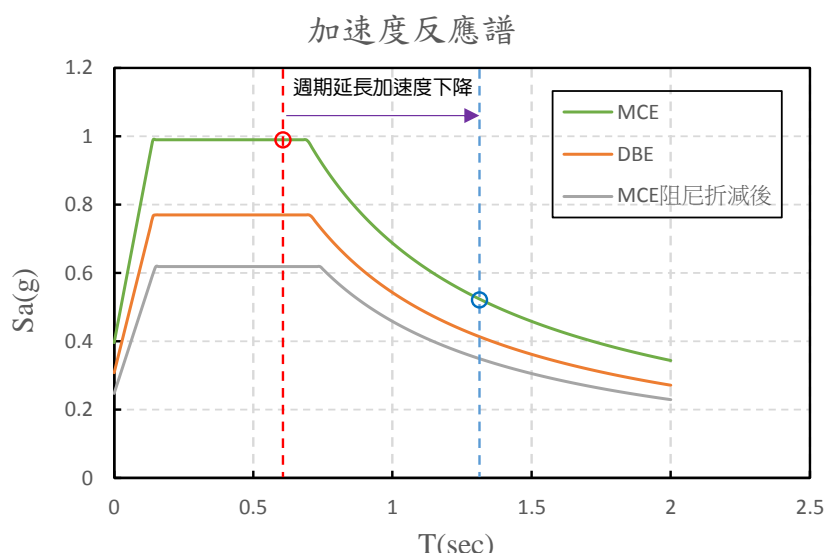


圖 6 工址設計地震與最大考量地震加速度反應譜

綜整各單元分析結果，隔震前後柱底剪力分布變化(如圖 7~10 所示)，原設計固定端(鉸接端)橋墩，如 U2 單元 P7~P9 橋墩，橋軸向水平力降幅約 50%(如圖 7、9 所示)，原活動端橋墩則因更換為 LRB 支承後，亦開始分擔地震力。另觀察橋梁橫向柱底剪力分布情形(如圖 8、10 所示)，由於隔震單元前後兩端需增設橋橫向位移限制裝置，使得此處之 LRB 受到拘束無法產生變形消能，惟中央處 LRB 均可自由變位，因此地震力無明顯集中之現象，進一步檢核隔震後柱底是否已進入非彈性段，結果顯示，除橫向最大考量地震等級(MCE)歷時分析，單元前後兩端橋墩產生塑性鉸外，其餘橋墩均仍在彈性範圍內(如圖 11 所示)，多數橋墩均可有效降低地震力，並減少基礎補強規模。

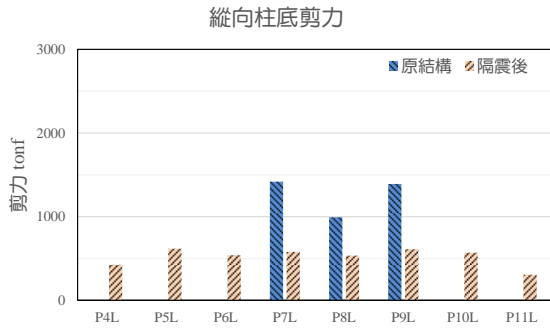


圖 7 U2 隔震前後橋軸向柱底剪力分布

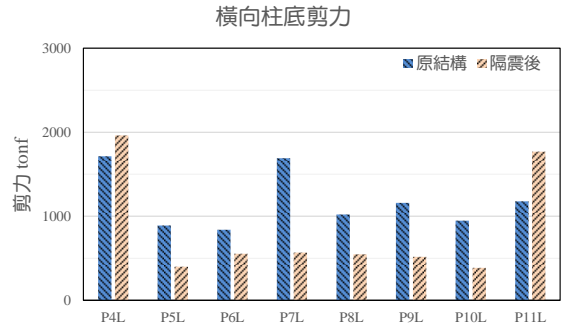


圖 8 U2 隔震前後橋橫向柱底剪力分布

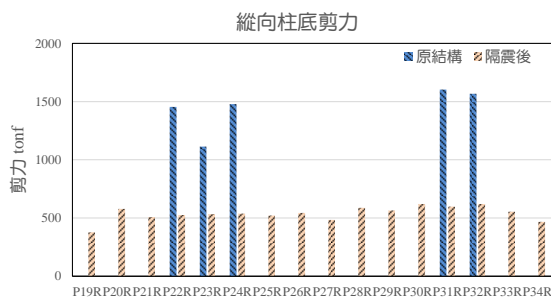


圖 9 U4-U5 隔震前後橋軸向柱底剪力分布

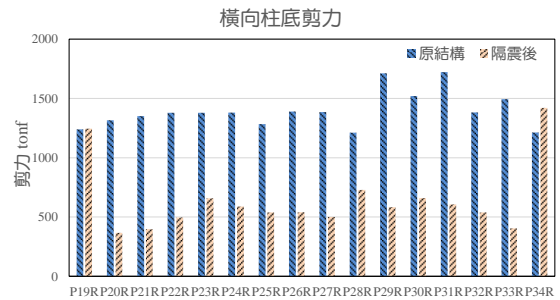


圖 10 U4-U5 隔震前後橋橫向柱底剪力分布

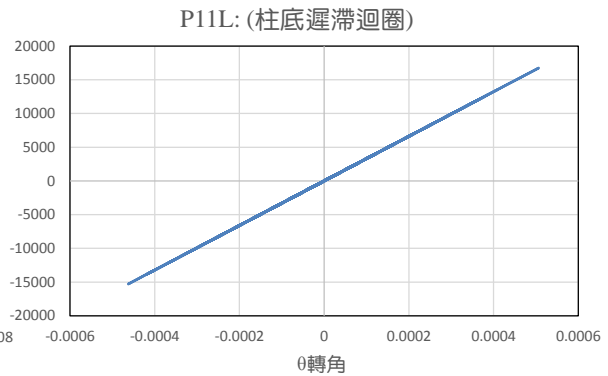
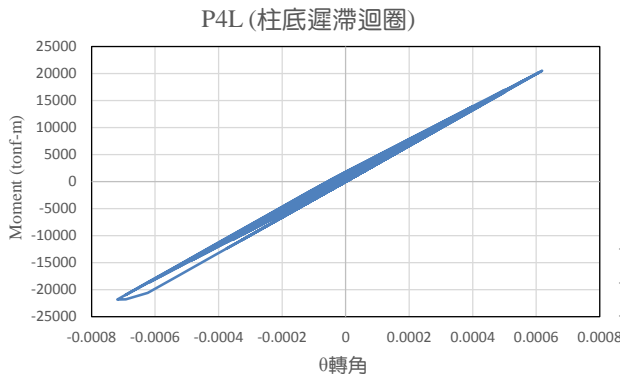


圖 11 隔震補強後柱底塑鉸遲滯迴圈

四、橋梁耐震補強採用隔震支承案例-M81 標國道 8 號 1k~3k 高架橋

本案例橋梁位於國道 8 號主線里程 1k+622~3k+837，本橋全長為 2,215 公尺，全橋為東西向，各有 11 個振動單元，每振動單元配置 5~6 跨，標準跨徑 40 公尺之 PC 箱形梁橋，主要以場撐逐跨架設工法施工。橋梁淨寬東、西向為 11.20m，如圖 12 所示，於 2k+442~2k+642 銜接匝道橋，橋寬變化 11.20m~17.80m；下部結構橋墩為單柱式矩形混凝土橋墩，基礎部分均為 120cm ϕ 場鑄基樁，依 76 年橋梁設計規範進行設計，並於民國 87 年竣工。

經耐震評估結果顯示，高架橋(西向)、(東向)1k+622~3k+837 之 A1-P5、P20-P25、P25-P30、P35-P40、P40-P45 及 P51-A2 均有整體橋墩強度韌性不足現象，P22、P23 及 P54 則有橋柱局部韌性超過容許值之問題。因本橋採用 76 年公路橋梁設計規範進行設計，原橋設計水平地震力僅為靜重 13.2%，耐震性能評估結果所有支承系統強度不足，部分基樁承载力及樁體鋼筋不足。因多屬於全橋通案性問題，遂採隔震補強方案以降低橋柱、支承及基礎地震需求(k_h 水平橫力係數約可降至 0.30)。補強工法為拆除既有盤式支承並新增鉛心橡膠支承墊，輔以橋墩處加設鋼板止震裝置作為防落設施。另為避免橋台處伸縮縫於等級 I 地震即產生損傷，橋台處建議為單向隔震並增設橫向 RC 止震塊。經查本橋包含橋寬漸變段(P30~P35)，研判不利於隔震配置，故全橋 U1~U6 單元以及 U8~U11 單元採用隔震補強，如圖 13、14，其中隔震前後之基本振動週期變化，整理如表 2 所示。

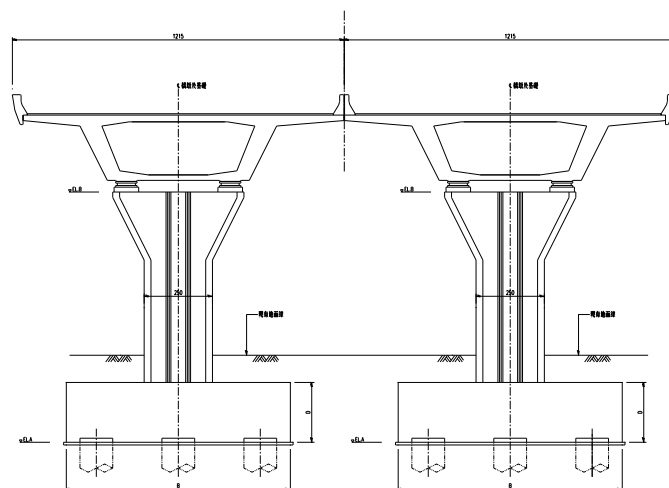


圖 12 國 8 1k+622~3k+837 高架橋標準斷面

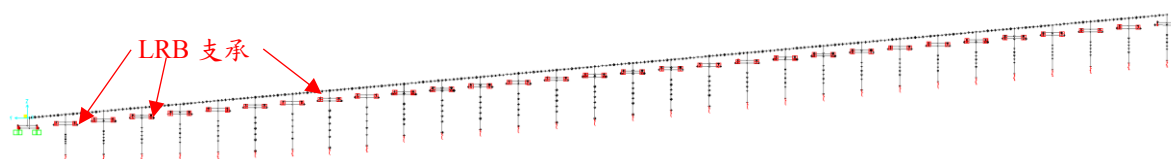


圖 13 [U1-U6]單元隔震橋梁分析模型

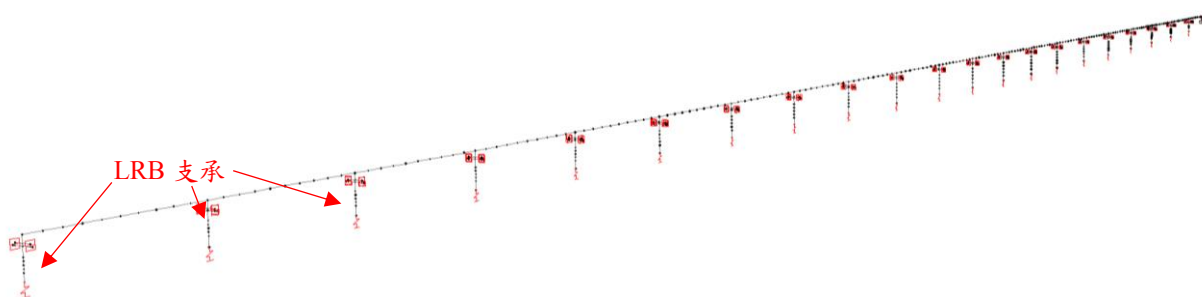


圖 14 [U8-U11]單元隔震橋梁分析模型

表 2 U2&U9 單元隔震橋梁基本振動週期

振動單元	縱向		橫向		ξ_{system} (系統等效阻尼比)
	原結構(sec)	隔震後(sec)	原結構(sec)	隔震後(sec)	
U2	0.793	1.408	0.636	1.438	0.2
U9	0.806	1.397	0.630	1.411	0.2

綜整各單元分析結果，隔震前後柱底剪力分布變化(如圖 15~18 所示)，原設計固定端(鉸接端)橋墩，如 U2 單元 P7、P8 橋墩，橋軸向水平力降幅約 50%(如圖 15、17 所示)，原活動端橋墩則因更換為 LRB 支承後，亦開始分擔地震力。另觀察橋梁橫向柱底剪力分布情形(如圖 16、18 所示)，由於連續隔震單元箱梁內增設鋼製連桿，使得原伸縮縫處之 LRB 在橫向地震時能夠產生位移發揮消能效益，橋墩均仍在彈性範圍內，因柱底力量大幅降低，基礎皆不需補強。因隔震單元前後兩端需增設橋橫向位移限制裝置，使得此處之 LRB 受到拘束無法產生變形消能，在正常情況下地震力分布會呈現前後兩端集中之現象(如圖 8、10)，但因本橋前後兩端為橋台處，考慮更換隔震支承後須更換伸縮縫而引致交維問題，經評估後前後兩端隔震墊採特殊設計並搭配非線性黏滯性阻尼器控制行車向位移，且前後兩端柱底皆未發生塑性鉸、行車向位移也能有效控制。

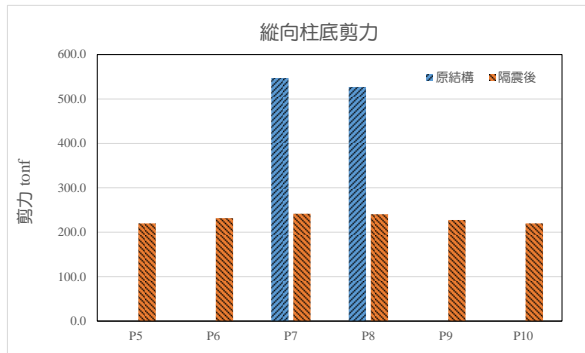


圖 15 U2 隔震前後橋軸向柱底剪力分布

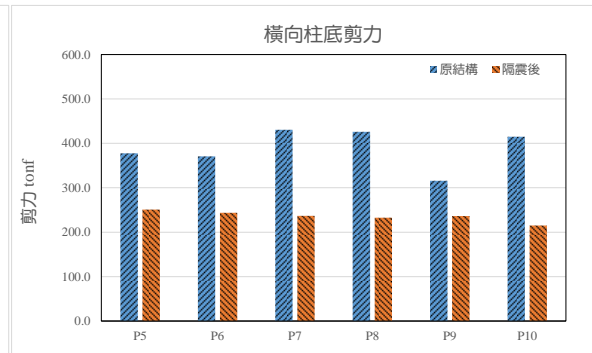


圖 16 U2 隔震前後橋橫向柱底剪力分布

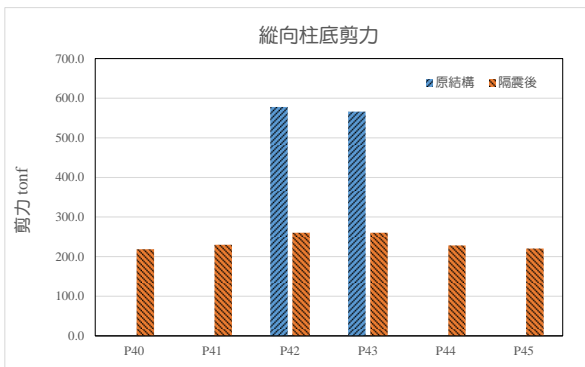


圖 17 U9 隔震前後橋軸向柱底剪力分布

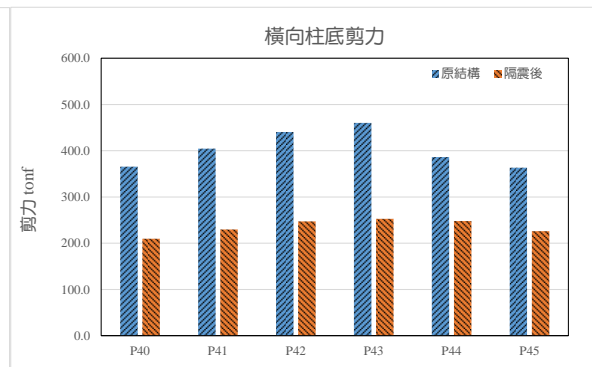


圖 18 U9 隔震前後橋橫向柱底剪力分布

五、結論

M37G 標國道 3 號烏山頭高架橋由於既有橋墩水平勁度高，經採隔震補強方案後，振動週期得以延至長週期段，並經由 LRB 遲滯消能作用增加系統阻尼，使結構系統地震力降低，另外，全部橋墩更換為 LRB 後，兼具地震力分散效果，多數橋墩均可保持在彈性範圍內，有效縮減基礎補強規模。

M81 標國道 8 號 1k~3k 高架橋，墩柱高約 5~6m 且平均，橋下支承空間足夠，故非常適合隔震支承，經隔震補強評估後，因既有橋墩水平勁度高，振動週期得以延至長週期段，並經由 LRB 遲滯消能作用增加系統阻尼，使結構系統地震力降低，多數橋墩均仍在彈性範圍內，因柱底力量大幅降低，基礎皆不需補強，有效減少補強經費，並避免大面積開挖影響平面道路。

參考文獻

1. 黃震興、張國鎮，「橋梁使用鉛心橡膠支承墊之設計指引」，公路橋梁耐震設計規範之補充研究，交通部國道新建工程局研究報告 087，pp7-1~7-35，臺北，1997。
2. 黃炳勳、陳新之、陳炳宏，戚樹人、蘇進國，「橋梁隔震系統應用於軟弱地盤之研究探討」，第十屆中華民國結構工程研討會，論文 No.181，2010。
3. 交通部，「公路橋梁耐震設計規範」，民國 108 年 1 月。
4. 張國鎮、黃震興、蘇晴茂、李森枏，「結構消能減震控制及隔震設計(第三版)」，2014。
5. 蘇進國、戚樹人、陳炳宏、陳新之、黃炳勳，「多單元連續高架橋之隔震系統案例分析與探討」，第十一屆中華民國結構工程研討會暨第一屆地震工程研討會，論文 No.5-7，2012。
6. 陳韋丞、陳國隆、羅財怡、卓忠陽、林裕家、戚樹人、陳炳宏、黃炳勳，「國道橋梁應用隔震支承系統耐震補強之案例分析與探討」，第十四屆中華民國結構工程及第四屆地震工程研討會，論文 No.14006，2018。

固接橋墩置換為隔震支承

-以國3東山服務區跨越橋為例

固接橋墩置換為隔震支承

-以國 3 東山服務區跨越橋為例

摘 要

橋梁基礎補強之工程經費較高，故優先採用「系統補強」的策略，研擬隔震或減震方案，當既有上部結構與橋墩之接合為固接時，無法直接增設隔震支承，本文以國道 3 號高速公路「東山服務區跨越橋」為例，說明既有固接橋墩增設隔震支承之設計考量重點及方法。

關鍵字：橋梁耐震補強、隔震支承

一、前言

橋梁耐震補強工法中，「基礎補強」因需辦理開挖、擴大基礎或增樁作業，其工程經費較高且恐影響既有交通，故於設計階段優先考量「系統補強」之可行性，評估可否透過「改變邊界條件」、「增設阻尼」或「更換為隔震支承」等方式避免基礎補強。

一般而言，鉛心橡膠支承墊厚度較原盤式支承厚，傳統更換隔震支承者，係將既有 RC 支承墊作一部分拆除；騰出施作鉛心橡膠支承墊空間後，將既有盤式支承更換為鉛心橡膠支承墊；完成置換工作。惟既有與上部結構固接的橋墩，無法直接增設隔震支承。本文以國道 3 號高速公路「東山服務區跨越橋」為例，介紹既有固接橋墩增設隔震支承之設計考量重點及方法。

二、既有固接橋墩增設隔震支承

2.1 東山服務區跨越橋結構配置及評估結果

「東山服務區跨越橋」為 3 跨連續之預力混凝土箱形梁橋，全長 $27+44+27=98$ 公尺，橋面寬為 16.7 公尺，上部結構由連續預力箱型梁結構單元構成，下部結構為直徑 3 公尺之空心圓型墩柱，原設計係依交通部公路橋梁設計規範 76 年版辦理，其墩柱緊鄰既有高速公路主線，且基礎位於高速公路下方，結構平、立面圖如圖 1 及現地照片如圖 2 所示。

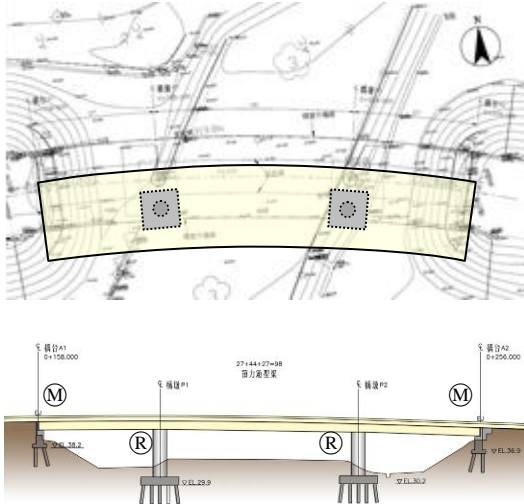


圖 1 東山服務區跨越橋平、立面圖



圖 2 東山服務區跨越橋 P1 墩柱

既有墩柱為直徑 300cm 之中空圓型墩柱，柱高約 9m，壁厚為 50cm；墩柱主筋共配置 60 支 32ϕ 高拉力鋼筋($f_y=4200\text{kgf/cm}^2$)；箍筋採 19ϕ 高拉力鋼筋，間距為 15cm 或 30cm。橋柱基礎配置 30 支 PC 樁，其直徑為 60cm，深度為 18m；樁帽尺寸為 $7.2\times 7.5\times 1.8\text{m}$ ，詳細配置及配筋圖如圖 3 所示。

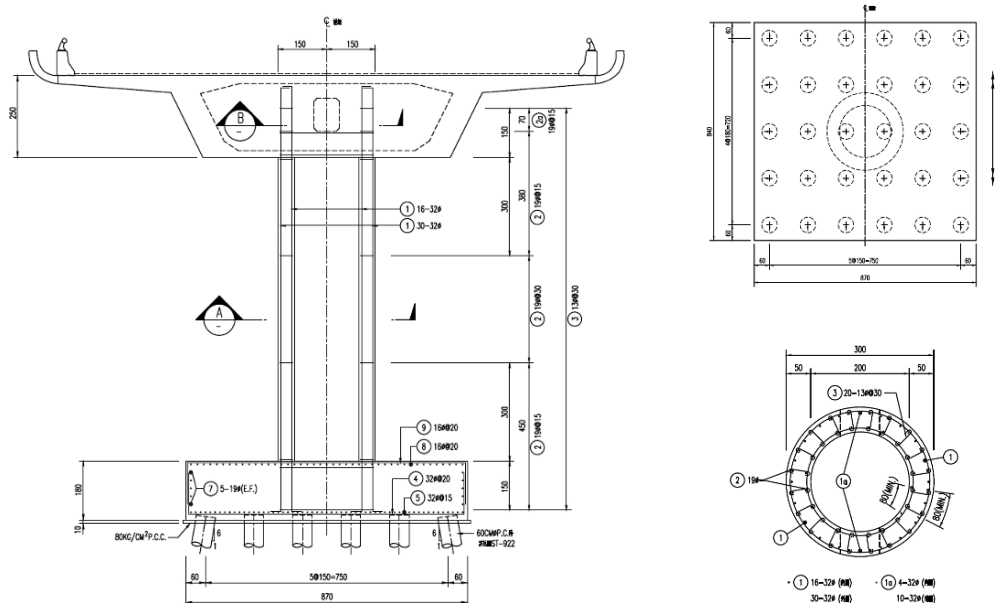


圖 3 東山服務區下部結構詳細配置及配筋圖

本案橋梁耐震能力評估係依據國家地震工程研究中心所研擬之「改良式結構性能耐震評估方法」[3]內容進行分析與評估。經側推分析，東山服務區跨越橋在等級 II、III 地震下有橋軸方向耐震能力不足之情形，其破壞模式為剪力破壞，分析成果詳表 1 及 2。

表 1 東山服務區跨越橋強度、韌性評估結果(橋軸方向)

耐震性能標準		地表加速度(g)		C/D	橋軸方向評估結果
		耐震需求(D)	耐震容量(C)		
等級 I	SP1	0.113	0.259	2.29	
等級 II	SP2	0.368	0.330	0.90	
等級 III	SP3	0.444	0.362	0.73	

表 2 東山服務區跨越橋強度、韌性評估結果(垂直橋軸方向)

耐震性能標準		地表加速度(g)		C/D	垂直橋軸方向評估結果
		耐震需求(D)	耐震容量(C)		
等級 I	SP1	0.113	0.364	3.21	
等級 II	SP2	0.368	0.606	1.65	
等級 III	SP3	0.444	0.727	1.47	

而基礎於等級 III 地震下，基樁最大拉力約為 $108tf$ ，雖仍低於基樁本身極限拉力強度($123tf$)，但因本橋 PC 樁與樁帽間僅配置 8 支 16ϕ 錨定鋼筋($f_y=2800kgf/cm^2$)，其極限拉力僅約 $28tf$ ，遠低於震時拉拔力，為本橋基礎主要耐震課題。

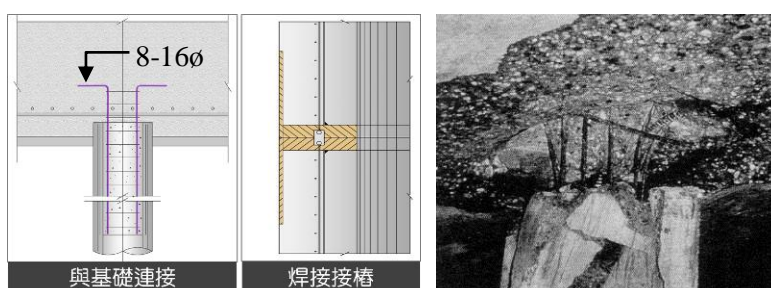


圖 4 PC 樁柱頭錨定、接樁及錨定破壞示意圖

若採傳統補強工法，針對橋柱韌性不足部分，可採鋼板包覆方式增加其韌性，基礎容量不足部分則採增樁補強方式提升其耐震容量，惟本橋既有基礎位於高速公路路堤下方，基礎開挖及增樁需封閉高速公路主線一車道、路肩及進出服務區之匝道，嚴重影響高速公路服務，故於補強設計階段研擬採用改變結構系統以調整構件受力之概念，將柱頂由固接轉換為鉸接隔震支承之減震方式，以避免基礎補強時引致國道過大之交通衝擊。

2.2 固接橋墩頂切開並增設隔震支承之設計成果及施工步驟

既有墩柱邊緣距箱梁底邊緣約為 2.4m，本橋即利用此空間增設鉛心橡膠隔震支承，且為增加施工階段結構安全，本案係以先建後拆方式施作，先將既有墩柱採 RC 包覆並增設帽梁，於帽梁頂增設隔震支承後再行切除既有柱頭，完成增設隔震支承工作，詳細施工步驟分述如下：

步驟一：橋墩周圍局部開挖並植筋



步驟二：既有墩柱擴柱並增設鉛心橡膠支承



步驟三：設置重型支撐架避免意外落橋；切除墩頂



步驟四：墩頂設置止震塊(防落裝置)



2.3 上部結構應力檢核

因切除既有墩柱後將改變原預力梁之邊界條件，故於設計階段應再行檢核切除過程及後續使用年限之上部結構應力是否滿足設計需求，相關材料及設計參數依據橋梁原竣工圖示條列如下：

1. 混凝土：預力梁 $f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$
2. 預力鋼材料：

高拉力 7 線鋼絞線

	單位	12.7mm ϕ
絞索直徑 ϕ	mm	12.7
面積 A_s	mm^2	98.71
極限抗拉強度 f_s	kg/mm^2	190
降伏應力 f_y	kg/mm^2	171

錨定滑動量：8 mm 以下

鋼鍵之彈性模數： $ES = 1,970,000 \text{ kg/cm}^2$

3. 套管

波浪摩擦係數(K)= $0.0007/\text{m}$

曲線摩擦係數(μ)= $0.25/\text{rad}$

4. 活載重

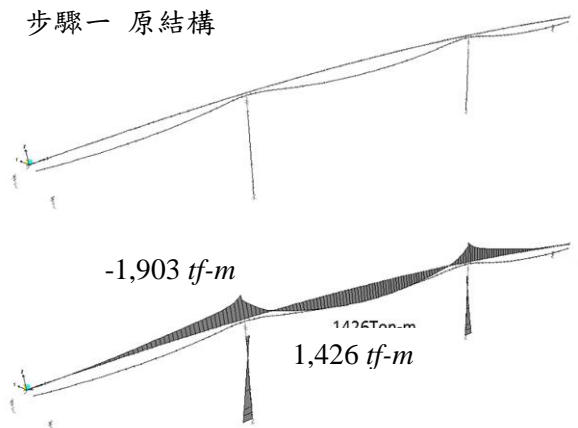
HS20-44 \times 125%

車道寬(B)= 15.6m

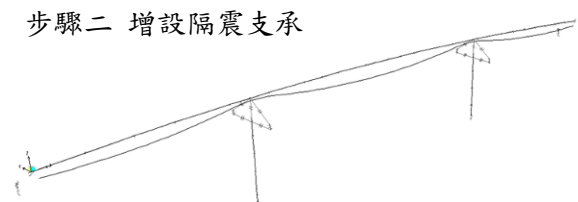
車道寬(W)= 3.5m

車道數： $\text{Int}[(B-2.5)/W]+1=4$ 車道

步驟一 原結構



步驟二 增設隔震支承



步驟三 切除既有墩柱

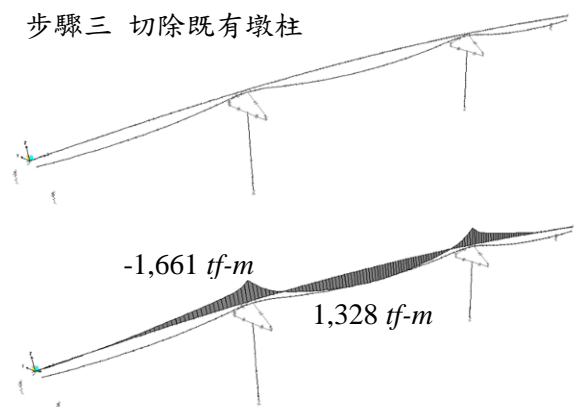


圖 5 施工前後主梁彎矩示意圖

分析模型依混凝土齡期、原始施工步驟及改建施工步驟進行各階段分析。原始橋梁採全場撐施工方式施作，於柱頭固接情形下，大梁最大正、負彎矩分別約為 1426tf-m 及 -1903tf-m，依 2.2 節施工步驟增設隔震支承及柱頭切除後之分析結果得知，大梁彎矩重新分配至 1328tf-m 及 -1661tf-m(圖 5)，約為原彎矩之 90%。既有墩柱因原上部結構施拉預力而引致之水平剪力，亦因邊界條件改變而釋放。墩頂固接處切除過程中係逐步以鏈鋸方式為之，對應橋墩之勁度係逐步降低，並無產生橋墩劇烈回彈之情形。

由於本橋自民國 90 年竣工，使用已達 19 年，整體乾縮潛變多已完成，切除橋墩後主要釋放施拉預力時之彈性縮短，對既有上部結構影響較小。本案考量補強完成後 50 年齡期時，預力對混凝土之影響，經檢核混凝土之張、壓應力均符合現行規範要求。

三、結論

一般橋梁基礎補強之工程經費較高，故於「東山服務區跨越橋」案例中優先採用「系統補強」的策略，研擬隔震或減震方案，本文提供既有固接橋墩增設隔震支承之方法，供後續補強工程參考。

參考文獻

1. 交通部，「公路橋梁耐震設計規範」，民國108年1月。
2. 交通部，「公路橋梁耐震評估與補強設計規範」，民國110年3月。
3. 國家地震工程研究中心，「公路橋梁耐震性能設計規範研究（第2期）（上冊、下冊）」，民國101年12月。
4. 中華民國結構工程學會，「公路橋梁耐震性能設計規範草案複審成果報告書」，民國102年11月。
5. 交通部臺灣區國道高速公路局，國道高速公路後續路段橋梁耐震補強工程（區段1-1）「細部設計報告(第M37B標)」，民國106年5月。

既有隔震橋梁之耐震補強

-以國3嘉南大圳北幹一號排水橋為例

既有隔震橋梁之耐震補強

-以國 3 嘉南大圳北幹一號排水橋為例

摘 要

由於鄰近活動斷層之地震，通常具有較長週期的脈衝震波，隔震橋亦具有較長振動週期特性，位於鄰近活動斷層之既有隔震橋，在近斷層地震波作用下，可能造成共振現象，產生超出原設計預期之較大變位。

本文以位在國 3 白河新化段的嘉南大圳北幹線一號排水橋為研究案例，利用隔震支承原型試驗結果，建立隔震橋梁分析模型，以探討一般遠域地震及近域地震對此隔震橋梁的影響與可行補強方法。分析結果顯示，因耐震規範地震力的改變，在一般遠域地震下，隔震支承即可能超出原設計位移量，而在近域地震下，當脈衝震波週期接近隔震橋梁振動週期時，位移將更加放大。經檢討研究，該橋之耐震補強方法，採用保留既有隔震支承，加裝液態黏滯性阻尼器，增加整體橋梁系統阻尼，以降低隔震支承位移反應。

關鍵字：橋梁耐震補強、隔震支承

一、前言

隨著隔震技術的發展推廣，國內部分橋梁開始採用隔震支承作為其抗震的選擇[1]，從早期第二高速公路的部分橋梁，到民國 88 年 921 集集地震後遭到破壞的一些公路橋梁重建，隔震技術在國內橋梁工程的應用已將近三十年，嘉南大圳北幹線一號排水橋即為早期採用隔震支承之橋梁。隨著近年耐震規範對地震力的調整與經濟部中央地質調查所公告第一類活動斷層的增加，工址地震力考量條件已不同於當年設計條件[2]，使得本座橋梁如今已成為鄰近活動斷層之既有隔震橋。該橋在近斷層地震波作用下，可能產生超出原設計預期之較大變位，需對其耐震性能進行評估，及研討補強對策。

國 3 白河新化段的嘉南大圳北幹線一號排水橋為鄰近六甲斷層之既有隔震橋，由於鄰近活動斷層之地震具顯著的速度脈衝震波與瞬間能量輸入等特性，對結構物所造成的危害，往往比一般同規模的遠域地震嚴重。此外，由於鄰近活動斷層之地震通常具有較長週期的脈衝震波，隔震橋亦具有較長振動週期特性，在近斷層地震波作用下，可能造成共振現象。本文以嘉南大圳北幹線一號排水橋為研究案例，利用隔震支承原型試驗結果，建立隔震橋梁分析模型，採用人造地震歷時與（等級 II 與等級 III 地震）設計反應譜擬合(Spectral Matching)作為遠域地震。另外，由近斷層資料庫，選取標準為地表加速度 250cm/sec^2 以上、相同斷層性質(逆斷層)、測站距斷層 1000 公尺內、剪力波速 V_{30} (約為 290m/s)與橋址相近地震紀錄，並將地震最大地表加速度(PGA)縮放至與地震有效最大地表加速度(EPA)一致作為近域地震(等級 III 地震)，分別探討遠域

地震及近域地震對此隔震橋梁的影響與補強策略。

二、橋梁現況與基本特性

2.1 橋梁基本資料

嘉南大圳北幹線一號排水橋位於臺南市柳營區國道3號里程322k+182處，全長145公尺。橋面南北雙向分離，由連續預力混凝土箱形梁結構單元構成，跨徑配置為40+65+40公尺，每一單向橋淨寬為16.1公尺採3車道配置，以平衡懸臂工法施工，梁深變化從1.9m至3.7m，相關平立面參見圖1~圖4。

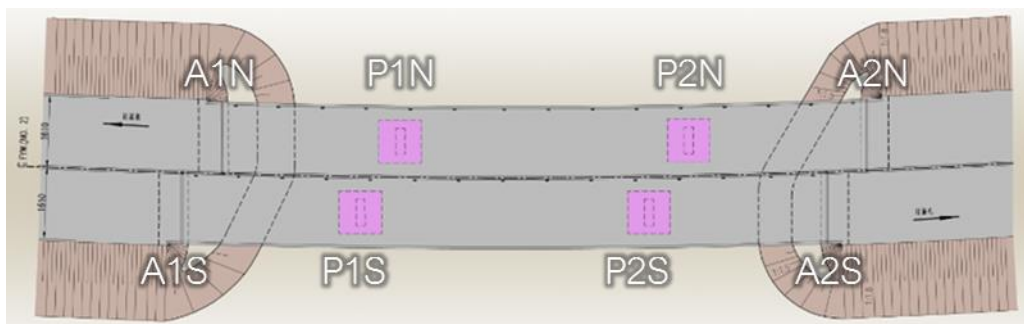


圖1 嘉南大圳北幹線一號排水橋平面圖

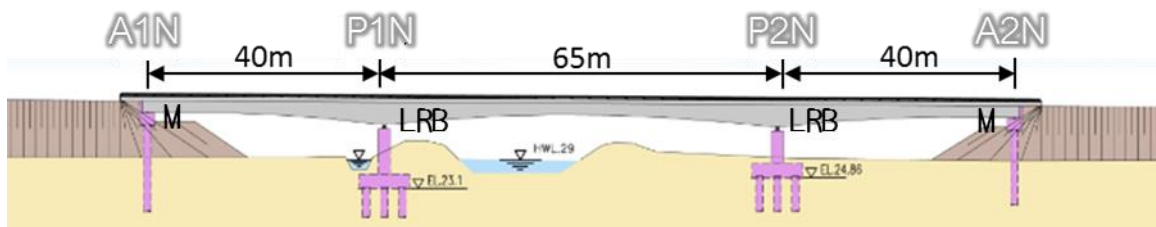


圖2 嘉南大圳北幹線一號排水橋立面圖

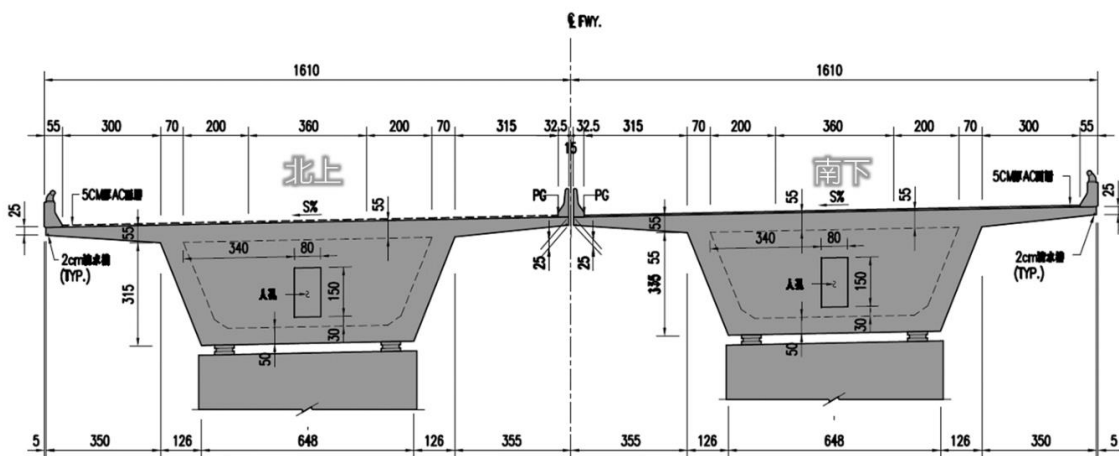
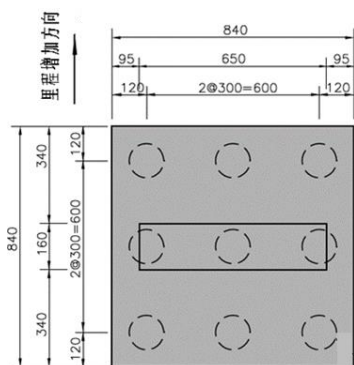
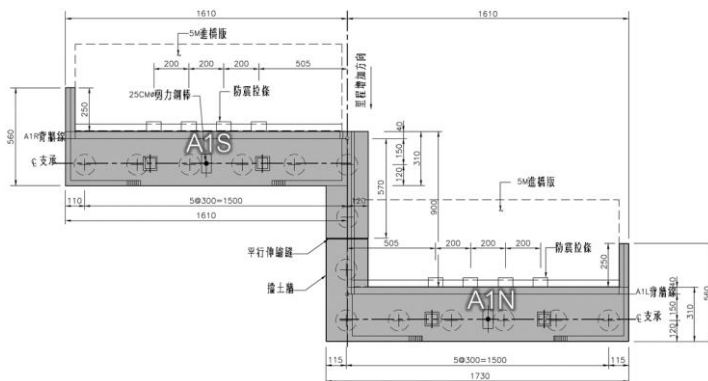


圖3 嘉南大圳北幹線一號排水橋斷面圖



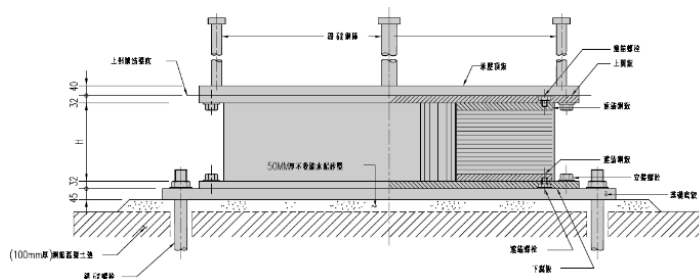
(a)橋墩基礎平面圖



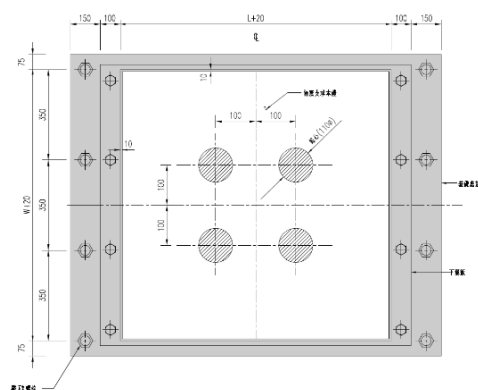
(b)橋台基礎平面圖

圖 4 嘉南大圳北幹線一號排水橋基礎平面圖

本座橋梁支承系統採部分雙向隔震，於 P1、P2 橋墩採用鉛心橡膠支承(Lead-rubber bearing, LRB)，參見圖 5，並設置剪力鋼棒裝置以限制位移，並允許雙向 14 公分位移，於 A1、A2 橋台則採用人造橡膠支承墊，亦設置剪力鋼棒裝置，允許軸向 13 公分位移但限制橫向位移，參見圖 6。橋墩為實心矩型墩柱，P1 柱高為 8.1 公尺，P2 柱高為 5.7 公尺；橋台 A1、A2 及橋墩 P1、P2 均採直徑 120cm 場鑄 RC 樁基礎，基樁長度分別為 38、38、35、30 公尺。本橋橋址距六甲斷層約 850m，原設計採用設計規範為交通部 76 年頒布之「公路橋梁設計規範」，橋軸向設計水平震力係數 K_h 為 0.13，橋橫向水平設計震力係數為 0.18(相當地表加速度約 0.23g[3])，橋梁現況參見圖 7。

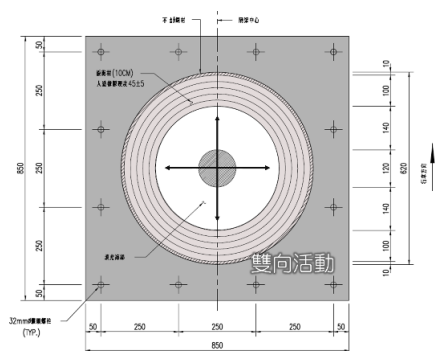


(a) 鉛心橡膠支承立面

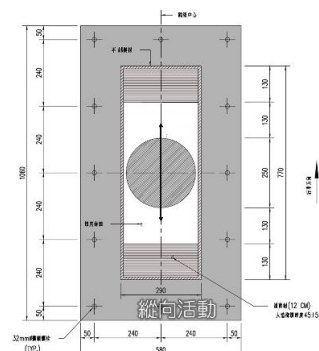


(b) 鉛心橡膠支承平面

圖5 鉛心橡膠支承平立面

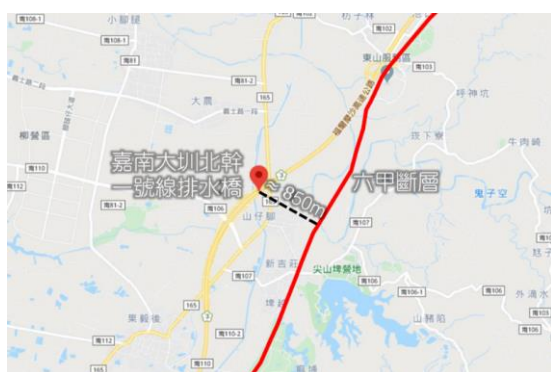


(a)橋墩剪力鋼棒裝置



(b)橋台剪力鋼棒裝置

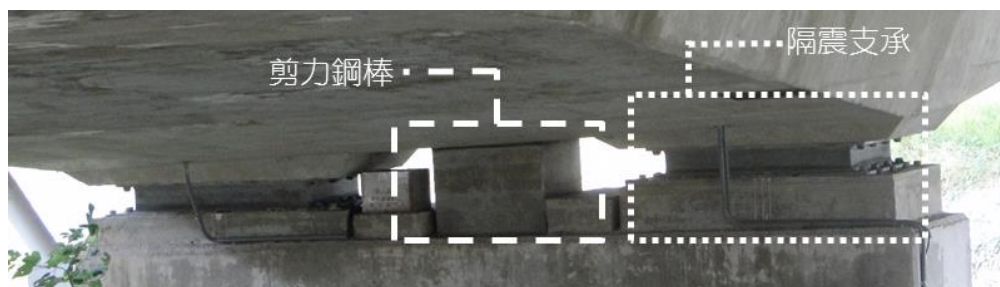
圖6 剪力鋼棒裝置平面圖



(a) 工址位置



(b) 全橋現況



(c) 橋墩鉛心橡膠支承與剪力鋼棒

圖7 嘉南大圳北幹線一號排水橋

2.2 隔震支承參數

依據竣工圖，本橋鉛心橡膠支承設計參數如下：

1. DL : 918 ton DL+LL: 1082 ton
2. 地震側向力 : 137.4 ton 位移:12.5 cm
3. 非地震側向力 : 31.5 ton 位移:0.6 cm
4. 等效勁度(K_{eff}) : 1100 ton/m
5. 遲滯迴圈面積(EDC) : 17.9 ton-m

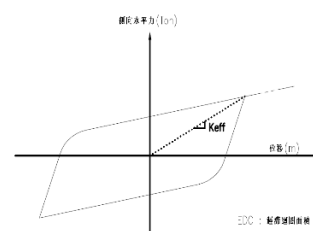


圖8 雙線性遲滯迴圈(竣工圖)

另參考本橋 LRB 支承於安裝前先進行相關試驗結果[4]，其相關原型試驗與結果列於表 1、表 2，隔震支承原設計位移為 12.5cm，惟依據原型試驗結果能達到 1.5 倍設計位移且保持穩定。

表 1 鉛心橡膠支承墊原型測試內容[4]

Bearing Type 4					
Test	Vertical Load(ton)	Displacement	Frequency(Hz)	No. Of Cycle	備註
1	1082(DL+LL)	±4.4mm	0.362	21	常態載重試驗
2a	918(DL)	±31.2mm	0.077	4	不同變形之特性試驗
2b	918(DL)	±62.5mm	0.038	4	不同變形之特性試驗
2c	918(DL)	±93.8mm	0.025	4	不同變形之特性試驗
2d	918(DL)	±125.0mm	0.019	4	不同變形之特性試驗
2e	918(DL)	±156.2mm	0.015	4	不同變形之特性試驗
3	918(DL)	±125.0mm	0.019	11	性能穩定實驗
4a	1107(DL+LL+EQ)	±187.5mm	0.013	4	隔震器穩定度實驗
4b	729(DL+LL+EQ)	±187.5mm	0.013	4	隔震器穩定度實驗

表 2 鉛心橡膠支承墊原型測試內容[4]

Bearing Type 4											
Test	Shear Load		Shear Displacement			EDC Average ton-cm	K _{eff} Average (ton-cm)	Q _d (ton)	k _r (ton/cm)	G (kgf/cm ²)	Damp (%)
	Measure (ton)	Required (ton)	Measure (cm)	Required (cm)	Error (%)						
1	36.6	31.5	0.47	-	-	24	78.749	16.9	41.382	42.26	22.7
2a	84.1	-	3.2	3.1	1.6	430	26.525	44.4	12.531	12.8	25.6
2b	115.8	-	6.3	6.3	1	1199	18.337	53.4	9.883	10.09	26.1
2c	130.3	-	9.4	9.4	-0.2	1888	13.921	54.4	8.116	8.29	24.6
2d	148.4	-	12.6	12.5	0.6	2553	11.802	51.6	7.701	7.86	21.8
2e	166.1	-	15.6	15.6	-0.4	3151	10.679	49.5	7.494	7.65	19.4
3	143	-	12.5	12.5	0.3	2381	11.406	47.8	7.597	7.76	21.1
4a	188.6	-	18.8	18.8	0.1	3866	10.053	49.2	7.43	7.59	17.4
4b	177.7	-	18.7	18.8	-0.1	4032	9.487	55.6	6.517	6.65	19.3

三、耐震評估與補強策略

本座橋梁為隔震橋並鄰近活動斷層，在地震力作用下會產生較為複雜的動態反應行為，因此使用 SAP2000 進行非線性動力歷時分析，其耐震能力評估則主要依據「既有公路橋梁耐震評估與補強設計規範(草案)」[5]辦理。分析模型(本文以北上線為例)墩柱混凝土強度 280kgf/cm²，鋼筋強度 19φ(含)以上採高拉力鋼筋($f_y=4200\text{kgf/cm}^2$)，16φ以下鋼筋($f_y=2800\text{kgf/cm}^2$)。橋柱配筋斷面如圖 9，塑性鉸特性相關考量設定如圖 10 所示，基礎採用等值線性彈簧模擬，計算方式係

參考「公路橋梁耐震設計規範」[2]及日本「道路橋示方書・同解說」[12]，隔震支承參數依理論計算[6]且參考表 2 試驗內容修正，圖 11 為隔震支承歷時分析模擬結果(橋橫向等級 III 近域地震 CHY037 測站)與表 2 中 2d 試驗結果比較。嘉南大圳北幹線一號排水橋結構軸向週期為 2.43s，橫向週期為 0.94s，分析結果與文獻[4][9]大致相同，僅結構軸向週期略長於文獻資料之 2.04s，其差異研判為分析模型有無模擬基礎彈簧之因素所造成。

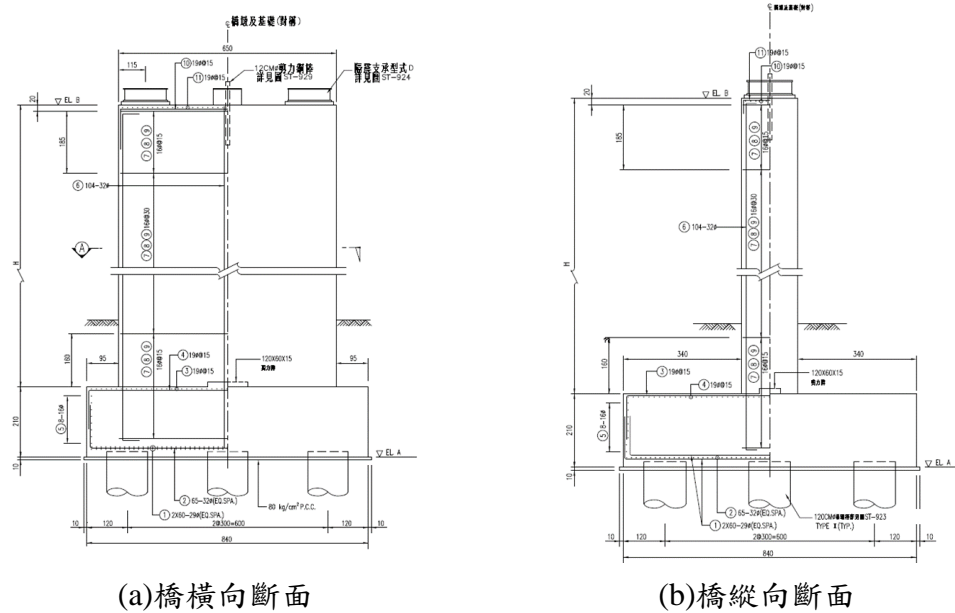


圖 9 橋柱配筋斷面圖

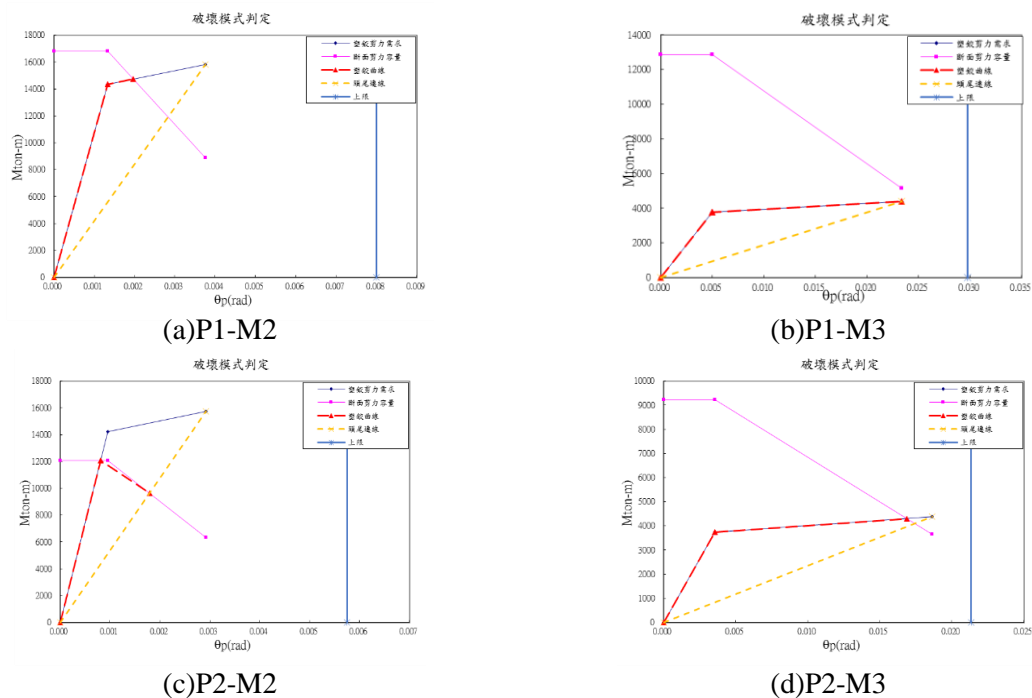


圖 10 橋柱塑鉸設定(M2:橫向 M3:軸向)

表 3 SAP2000 隔震支承模擬參數

SAP2000 模擬既有隔震支承參數表(tonf-m)						
橋梁名稱	橋台	數量 (組)	K_{eff} (ton/m)	K_u (初始勁度) (ton/m)	α (降伏後勁度比)	EDC (遲滯迴圈面積) (ton-m)
嘉南大圳北幹 線一號排水橋	P1	2	1180	9469	0.08	25.53
	P2	2				

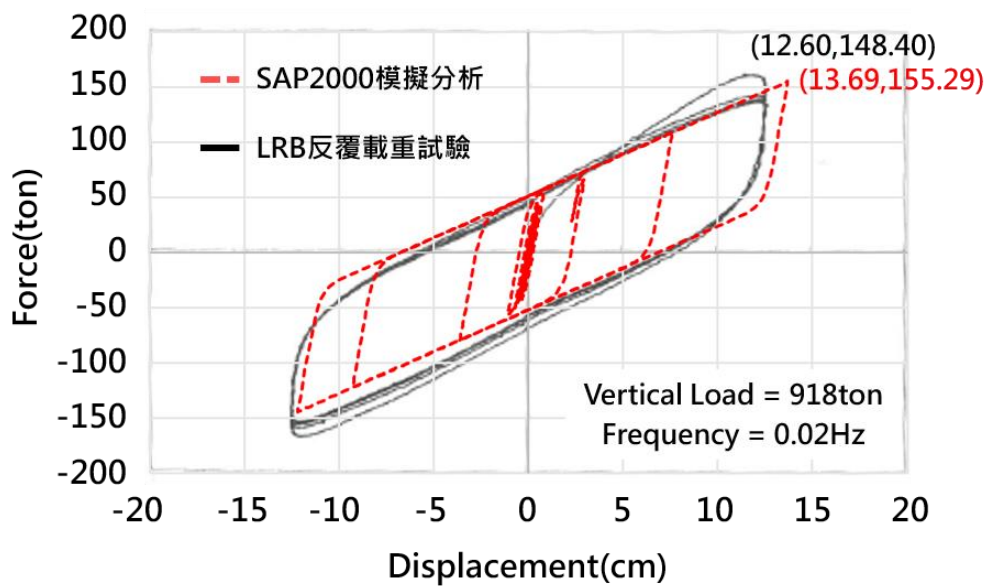


圖 11 隔震支承模擬與實驗結果

3.1 地震歷時選取

本橋梁進行非線性歷時分析所使用地震歷時，分為遠域地震與近域地震。遠域地震為模擬錯動斷層離橋址較遠之地震，近域地震則為模擬斷層錯動且有近斷層效應之地震。由於尚無六甲斷層錯動歷時資料，地震紀錄選取以相同斷層性質為原則(逆斷層)，詳細方法如下所述。

3.1.1 遠域地震

遠域地震歷時為採用國家地震工程中心提供人造地震波程式，使其擬合設計反應譜(等級 II 及等級 III 地震，阻尼比為 5%) [7][8]，考量橋址鄰近之斷層後選定 0206 美濃地震為代表，三測站(CHY018、CHY051 及 CHY053)其相關站址與最大地表加速度如圖 12 所示，遠域地震彈性反應譜擬合等級 II 反應譜結果如圖 13 所示(以 CHY053 測站等級 II 地震為例)。

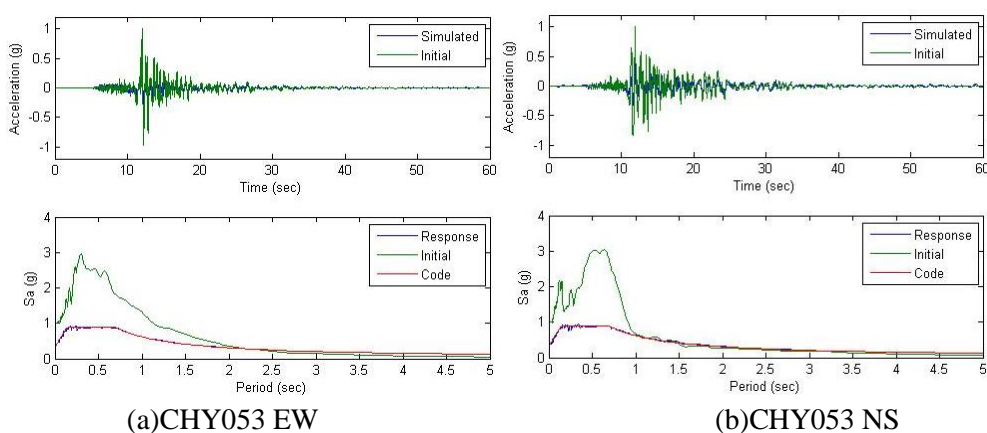


(a) 測站相對位置

站碼	站名	站址		0206 美濃地震最大地表加速度(gal)	
				南北向	東西向
CHY018	湖東國小	23.22E	120.4N	227.42	165.48
CHY051	青山國小	23.28E	120.47N	215.83	186.17
CHY053	重溪國小	23.29E	120.36N	126.25	158.11

(b) 站址與最大地表加速度

圖 12 選用測站資訊



(a)CHY053 EW

(b)CHY053 NS

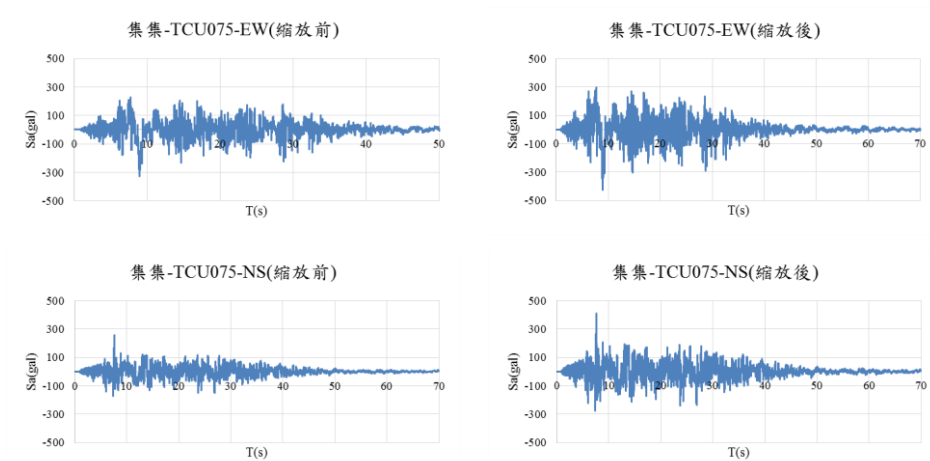
圖 13 CHY053 重溪國小測站擬合地震歷時

3.1.2 近域地震

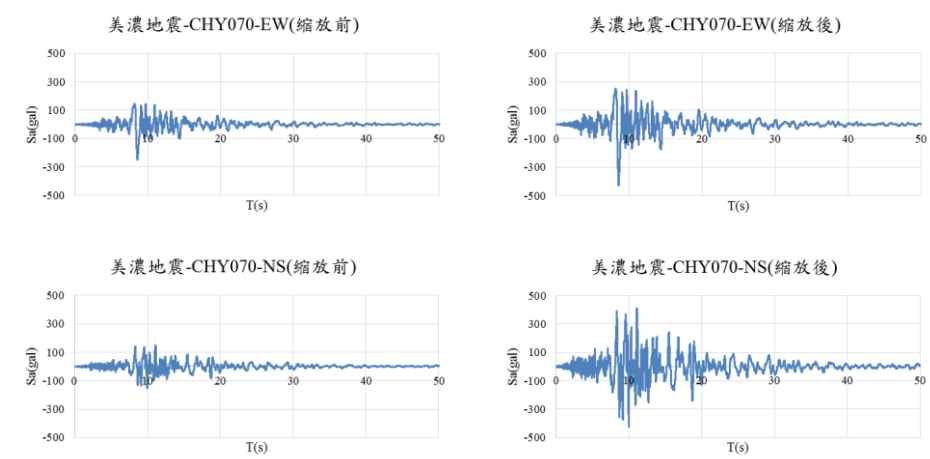
由於採用上述的方法調整後之地震歷時數據，有可能消除近斷層效應(速度脈衝等特性)[7][8]，因此改採用將最大地表加速度(PGA)縮放至與最大考量地震(等級 III 地震)有效地表加速度(EPA)一致，使其保有近斷層特性。本文近域地震主要參考國家地震工程研究中心建立之近斷層資料庫，選取標準為地表加速度 250cm/sec^2 以上、相同斷層性質(逆斷層)、測站距斷層 1000 公尺內、剪力波速 V_{30} (約為 290m/s)與橋址相近地震紀錄，最後選取地震分別為 921 集集地震、0206 美濃地震及 1022 嘉義地震，相關數據詳見表 4 所列。近域地震之地震歷時如圖 14 所示，近域地震之彈性反應譜與設計反應譜($N_{A(II,III)}=1.1$ 、 $N_{V(II)}=1.15$ 、 $N_{V(III)}=1.25$)如圖 15 所示。

表 4 近斷層地震測站位址與最大地表加速度

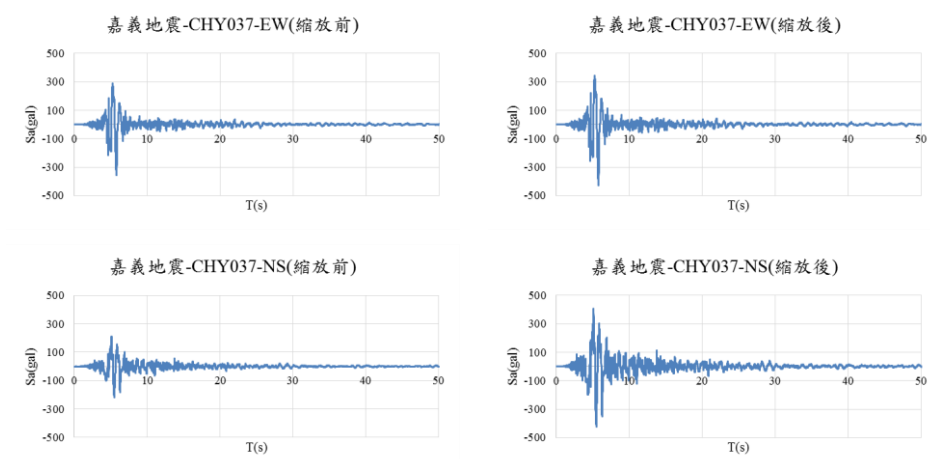
站碼	地震	距震央(km)	距斷層(km)	斷層性質	站名	工址	站址		地震最大地表加速度(gal)	
									南北向	東西向
TCU075	集集	20.06	0.3	逆斷層	草屯國小	南投	23.98N	120.69E	257.32	325.34
CHY070	美濃	31.84	0.6	逆斷層	德高國小	臺南	22.96E	120.24N	153.04	250.12
CHY037	嘉義	4.36	0.25	逆斷層	民雄國小	嘉義	23.55E	120.43N	217.9	357.28



(a) TCU075 測站地震歷時



(b) CHY070 測站地震歷時



(c) CHY037 測站地震歷時

圖 14 近域地震歷時

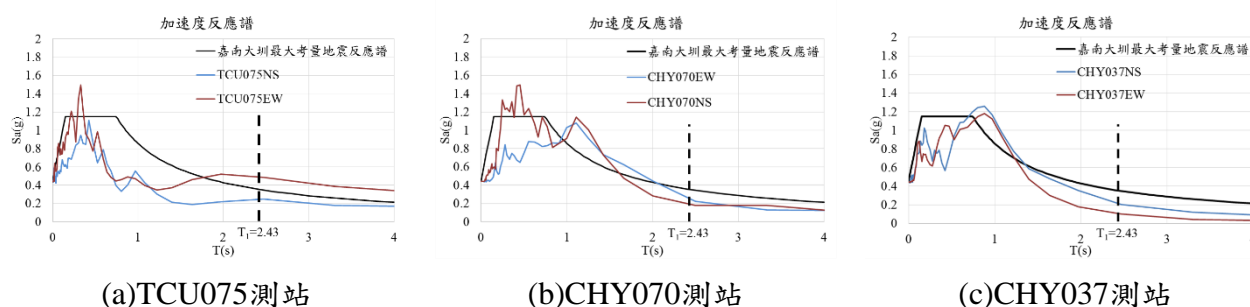


圖 15 近域地震彈性反應譜($\xi=5\%$)

3.2 耐震評估標準與結果

隔震支承位移量受限於隔震支承容許位移、防落長度、梁端間隙與剪力鋼棒裝置容許間隙，當位移量超出剪力鋼棒裝置之容許間隙，便假設其損壞，評估標準以隔震支承容許位移(12.5cm 或 18.75cm)、梁端間距(55cm)、防落長度(100cm)三者最小值作為容許位移。本文依據 2.2 節中隔震支承原型試驗數據及考量規範地震力等因素，設定評估性能為等級 II 地震下，不超過 1 倍之設計位移 12.5 cm，等級 III 地震與近斷層地震不超過 1.5 倍設計位移 18.75 cm。

分析模型為分別將遠域地震(等級 II、III)與近域地震(等級 III)兩水平向地震各別輸入至橋軸向及橫向(非同時作用)，評估結果為軸向支承位移超出容許位移，於等級 II 地震下已超過原設計位移，在近域地震(TCU075 測站)更遠超過容許位移；橫向支承位移因橋台處束制，位移量受到限制，未超出容許位移，但橋台剪力鋼棒強度不足需要補強。另評估結果顯示，基礎耐震性能皆符合「既有公路橋梁耐震評估與補強設計規範(草案)」[5](基礎性能仍符合 110 年頒布之正式規範)。表 5 所列評估結果之容量需求比(C/D ratio)，若橋墩隔震支承在近域地震下，軸向位移為 TCU075 測站(東西向)地震控制，橫向位移則為其餘兩測站地震控制。詳細評估結果表 5、表 6 所列。

表 5 隔震支承位移評估結果

地震等級		遠域地震								近域地震(等級 III)			
		設計地震(等級 II)				最大考量地震(等級 III)							
橋墩編號		P1		P2		P1		P2		P1		P2	
方向		軸向	橫向	軸向	橫向	軸向	橫向	軸向	橫向	軸向	橫向	軸向	橫向
支承最大水平位移	cm	16.9	8.99	19.3	9.11	24.2	11.4	29.6	11.6	29.37	13.69	39.65	14.03
支承容許最大位移	cm	12.5				18.75				18.75			
C/D		0.74	1.39	0.65	1.37	0.77	1.64	0.63	1.62	0.64	1.37	0.47	1.34
檢核		N.G.	OK	N.G.	OK	N.G.	OK	N.G.	OK	N.G.	OK	N.G.	OK

表 6 基礎耐震評估結果

地震等級		遠域地震								近域地震(等級 III)			
		設計地震(等級 II)				最大考量地震(等級 III)							
橋墩編號		A1	P1	P2	A2	A1	P1	P2	A2	A1	P1	P2	A2
C/D	樁基礎穩定評估	2.94	2.78	2.42	2.24	4.61	3.85	3.12	4.61	2.16	3.85	3.13	2.16
	基樁剪力強度評估	1.46	1.55	2.21	1.49	1.16	1.34	2.17	1.12	1.02	1.36	1.03	1.00
	基樁彎矩強度評估	2.01	1.12	1.67	1.93	1.65	1.06	1.56	1.70	1.34	1.28	1.13	1.35
	樁帽彎矩強度評估	-	1.21	1.32	-	-	1.37	1.58	-	-	1.70	1.38	-
	樁帽梁式剪力評估	-	1.09	1.15	-	-	1.01	1.18	-	-	1.24	1.03	-
	樁帽穿孔剪力(橋柱)評估	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	樁帽穿孔剪力(基樁)評估	2.64	3.05	3.62	2.67	2.45	3.59	4.26	2.51	2.19	2.81	3.33	3.43
	樁頭錨定鋼筋評估	5.48	3.75	8.47	5.61	2.78	11.32	5.59	2.86	1.49	1.57	1.62	1.52
	檢核	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

隔震橋近域地震大梁中點橋軸向位移歷時圖，如圖 16。近域地震 CHY037 測站與 CHY070 測站大梁中點最大位移值分別為 25.01cm 與 25.72cm，TCU075 測站大梁中點最大位移值為 50.9cm，比對反應譜(圖 15)與各個近域地震軸向位移歷時，研判 TCU075 測站地震下的位移放大反應為近域地震脈衝特性及振動頻率相近所造成。

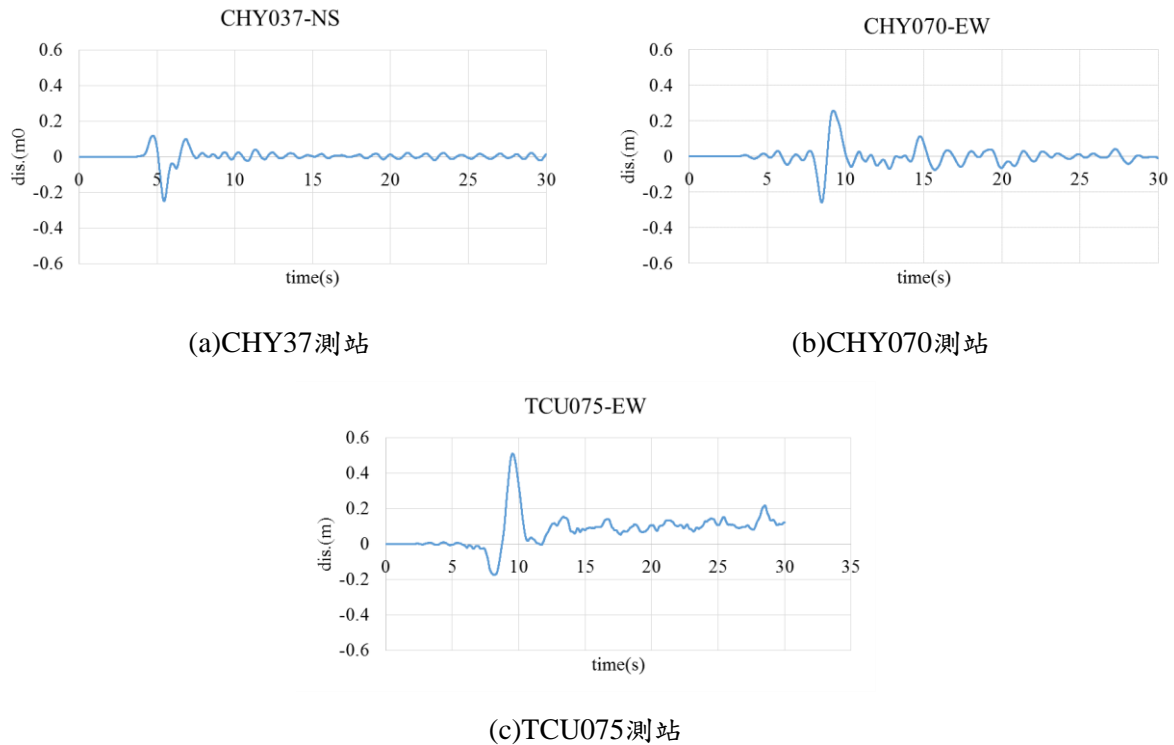


圖 16 近域地震大梁中點橋軸向位移歷時圖

3.3 補強設計

3.3.1 補強策略

由耐震詳細評估結果得知，本橋隔震支承軸向位移未能符合性能標準。因法規地震力的調升，在等級 II 地震力作用下之位移量便已超出原設計位移量，加上考量鄰近斷層地震之影響下，因而引發結構之共振現象，致使支承位移量遠超出原設計位移量。隔震支承位移過大可能造成支承破壞，但在考量不改變原結構隔震系統，避免大幅增加下構地震力原則下，擬採取於橋台增設黏滯性速度阻尼器，以期因增加整體系統阻尼比，而降低近斷層效應所增加的位移反應[9]。另為避免未預期之反應，造成大梁破壞及橋面落差，於橋台及橋墩增加防段差裝置，作為第二道防線。相關補強方法如圖 17、圖 18 所示。

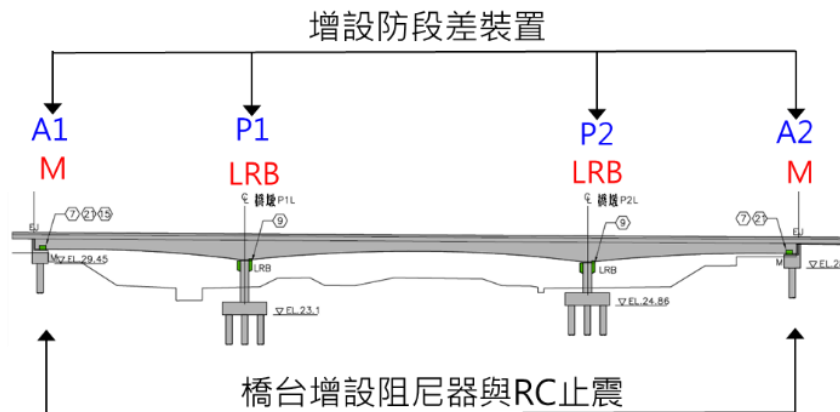


圖 17 補強方法立面圖

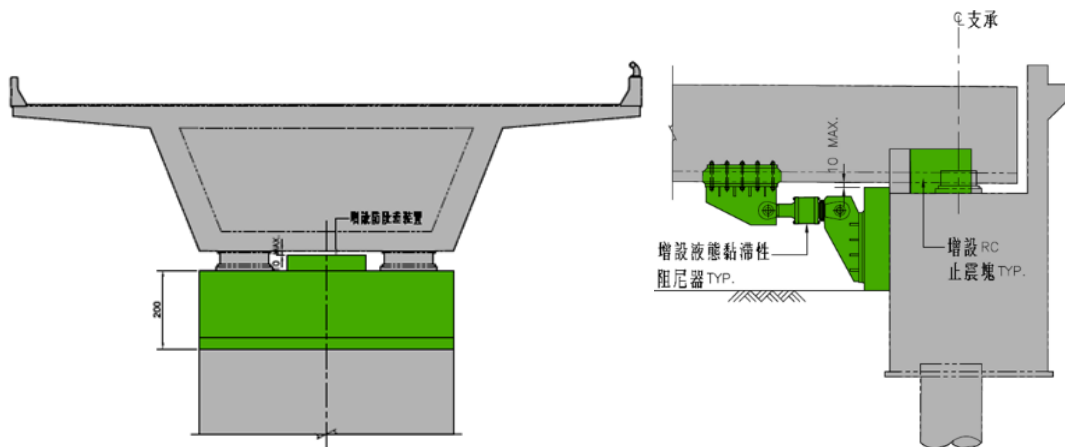


圖 18 補強方法示意圖(左:防段差裝置 右:黏滯性速度阻尼器)

3.3.2 黏滯性速度阻尼器設計流程

隔震系統據其柔性特性以阻斷部分地震力之傳遞，卻帶來隔震層相當可觀之位移，消能機

制遂不可或缺，唯阻尼量應注意避免過猶不及，因此為兼顧耐震及隔震支承位移需求，理論上存在最佳黏滯阻尼比。依相關研究，剛體結構之隔震系統，其最佳黏滯阻尼比為 50%[10]。嘉南大圳北幹線一號排水橋因上構為可視成剛體結構之連續預力混凝土箱形梁之隔震系統，故以其理論最佳黏滯阻尼比為 50%，作為黏滯性速度阻尼器的設計參考。

黏滯性速度阻尼器設計參考「建築物速度型被動消能元件設計手冊之研擬」[11]與「公路橋梁耐震設計規範」[2]之內容，並使用非線性歷時分析進行設計，等效阻尼比計算如式 3-1~3-2，其中 ξ_{eff} 為整體等效阻尼比， ξ_0 為隔震橋梁等效阻尼比， ξ_d 為黏滯性速度阻尼器提供阻尼比， $\xi_{eff,i}$ 為第 i 橋墩上所有隔震元件在設計位移之有效勁度總和， $D_{d,i}$ 為第 i 橋墩上隔震元件之水平設計位移， $\xi_{eq,i}$ 為第 i 橋墩上隔震元件之等效阻尼比， $K_{p,i}$ 為第 i 橋墩隔震元件水平勁度， $\xi_{p,i}$ 為第 i 橋墩之固有阻尼比， $K_{T,i}$ 、 $K_{R,i}$ 為第 i 橋墩之基礎水平勁度及旋轉勁度， $\xi_{T,i}$ 、 $\xi_{R,i}$ 則為對應之基礎黏性阻尼比，H 為由柱底至上部結構之質量中心的高度，本文未考量基礎所提供之阻尼貢獻。

$$\xi_{eff} = \xi_0 + \xi_d \quad (\text{式 3-1})$$

$$\xi_0 = \frac{\sum K_{eff,i} D_{d,i}^2 [\xi_{eq,i} + \xi_{p,i} \frac{K_{eff,i}}{K_{p,i}} + \xi_{T,i} \frac{K_{eff,i}}{K_{T,i}} + \xi_{R,i} \frac{K_{eff,i} H^2}{K_{R,i}}]}{\sum K_{eff,i} D_{d,i}^2 [1 + \frac{K_{eff,i}}{K_{p,i}} + \frac{K_{eff,i}}{K_{T,i}} + \frac{K_{eff,i}}{K_{R,i}}]} \quad (\text{式 3-2})$$

此外，因隔震支承勁度低，在中小地震下已有相當程度之振動，若採速度指數較低之阻尼器，阻尼器經常處於高壓狀態，有漏油疑慮；採速度指數較高之阻尼器，則衝程過大，無法達到預期性能。綜合考量耐震評估結果與隔震橋梁特性，本橋黏滯性速度阻尼器速度指數採 0.5。

經反覆嘗試與迭代，黏滯性速度阻尼器設計參數為以 TCU075 測站地震決定阻尼係數與速度指數、最大衝程及出力則以所有地震歷時分析最大值決定之，如表 7 所示。

表 7 黏滯性速度阻尼器參數表

黏滯性速度阻尼器參數表				
橋梁名稱	阻尼係數 (Tonf-(sec/m) ^{0.5})	速度指數(α)	最大設計地震力 (tf)	最大衝程 (cm)
嘉南大圳北幹線一號 排水橋	173.3	0.5	139.6	18.76

3.3.3 補強後評估結果

依評估結果可知，於橋台增設黏滯性速度阻尼器，確能有效降低橋墩隔震支承位移，並且以阻尼器對橋台軸向增加阻尼力進行基礎耐震評估，橋台基礎耐震性能亦符合規定。此外，橋

墩於補強後，皆未產生塑鉸。評估結果容量需求比(C/D ratio)，詳見表 8、表 9 所示。

表 8 隔震支承位移評估結果(補強後)

地震等級		遠域地震								近域地震(等級 III)			
		設計地震(等級 II)				最大考量地震(等級 III)							
橋墩編號		P1		P2		P1		P2		P1		P2	
方向		軸向	橫向	軸向	橫向	軸向	橫向	軸向	橫向	軸向	橫向	軸向	橫向
支承最大水平位移	cm	9.0	8.99	9.7	9.11	10.9	11.4	11.5	11.6	12.6	13.69	15.3	14.03
支承容許最大位移	cm	12.5				18.75				18.75			
C/D		1.39	1.39	1.29	1.37	1.72	1.64	1.63	1.62	1.49	1.37	1.23	1.34
檢核		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

表 9 基礎耐震評估結果(補強後)

地震等級		遠域地震								近域地震(等級 III)			
		設計地震(等級 II)				最大考量地震(等級 III)							
橋墩編號		A1	P1	P2	A2	A1	P1	P2	A2	A1	P1	P2	A2
C/D	樁基礎穩定評估	2.94	2.78	2.42	2.24	4.61	3.85	3.12	4.61	2.16	3.85	3.13	2.16
	基樁剪力強度評估	1.46	3.68	3.43	1.49	1.16	3.62	3.58	1.12	1.02	3.52	3.51	1.00
	基樁彎矩強度評估	2.01	2.89	3.05	1.93	1.65	2.81	3.01	1.70	1.34	2.37	2.65	1.35
	樁帽彎矩強度評估	-	1.66	1.74	-	-	2.09	2.25	-	-	2.29	2.38	-
	樁帽梁式剪力評估	-	1.03	1.07	-	-	1.13	1.20	-	-	1.30	1.32	-
	樁帽穿孔剪力(橋柱) 評估	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	樁帽穿孔剪力(基樁) 評估	2.64	3.52	3.72	2.67	2.45	4.01	4.26	2.51	2.19	3.59	4.26	3.43
	樁頭錨定鋼筋評估	5.48	-	-	5.61	2.78	-	-	2.86	1.49	13.8	7.81	1.52
	檢核	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

四、 結論

從前述章節所列分析結果顯示，嘉南大圳北幹線一號排水橋因規範變革，地震力的變更造成遠域地震下隔震支承軸向位移已超出原設計位移量；而在近域地震下，也確實有共振現象，軸向支承位移亦產生超出原設計預期之變位。經研討後，該橋之耐震補強策略，不改變原結構隔震系統，避免大幅增加下構地震力原則下，採用保留既有隔震支承，並於橋台加裝非線性液態黏滯性速度阻尼器(FVD)，能降低隔震支承位移反應。由於六甲斷層尚無錯動歷時資料且地震變異性大，為避免未預期之反應，於橋墩增加防段差裝置作為第二道防線。

參考文獻

1. 黃震興、張國鎮、葉銘煌、陳建州(1994)，「國內首座隔震橋設計之探討」，結構工程，第九卷，第二期。
2. 交通部，「公路橋梁耐震設計規範」，民國108年1月。
3. 交通部高速公路局，「高速公路橋梁耐震補強後續路段評估與研究」可行性研究期末報告，2014。
4. 張國鎮、黃震興、葉銘煌、危仕修、陳鴻文，「南二高嘉南大圳北幹線一號排水橋隔震橋梁現地試驗與分析」，『國道工程之回顧與展望--十週年局慶學術研討會』。
5. 交通部高速公路局，「研訂交通部既有公路橋梁耐震補強評估與設計規範(草案)」期末報告，2018。
6. 張國鎮、黃震興(2014)，「結構消能減震控制及隔震設計」，全華科技出版。
7. American Society of Civil Engineers (ASCE), 2016. *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Building and Other Structures*, 163-166.
8. Hancock, J., Watson-Lamprey, J., Abrahamson, N. A., Bommer, J. J., Markatis, A., McCoy, E., and Mendis, R., 2006. An Improved Method Of Matching Response Spectra of Recorded Earthquake Ground Motions Using Wavelets. *Journal of Earthquake Eng.* 10, 67-89.
9. Jerry Shen., Meng-Hao Tsai., Kuo-Chun Chang., and George C. Lee., 2004. Performance of a Seismically Isolated Bridge under Near-Fault Earthquake Ground Motions. *Journal of structural Eng.* 861-868.
10. 鐘立來、吳賴雲、高培修、楊卓諺、陳鴻銘(2011)，「結構隔震系統之最佳黏滯阻尼比」，結構工程，第二十六卷，第三期，21-46 頁。
11. 內政部建築研究所，「建築物速度型被動消能元件設計手冊之研擬」，2007。
12. 日本道路協會(2017)，「日本道路示方書•同解說」。

利用液態黏滯性阻尼器之補強

-以國 3 頭前溪河川橋為例

利用液態黏滯性阻尼器之補強

-以國 3 頭前溪河川橋為例

摘 要

部分多跨橋梁為有效發揮預力效果及避免溫度造成墩柱額外受力，故有少數支承為固定；其餘支承均為縱向活動之配置，惟於震時僅少數固定支承承受地震力，除有其支承強度不符現行耐震性能外，更有整體耐震能力不足情形。

一般補強方式可於活動支承處增設「地震力分散裝置」，以分擔地震力，惟原活動端墩柱及基礎不承受縱向地震力，耐震能力有限，若直接承受額外之縱向地震力恐有另須進行墩柱包覆或基礎補強之情形，反而增加補強規模。為避免上述情形，則可於活動端增設「液態黏滯性阻尼器」以增加整體結構阻尼，除使整體耐震能力提昇外，傳遞至活動端之地震力亦可下降，避免額外之基礎補強。

關鍵字：橋梁耐震補強、液態黏滯性阻尼

一、頭前溪河川橋基本資料

國道 3 號頭前溪河川橋位於新竹縣竹東鎮，橫跨頭前溪兩岸，全長 796.8 公尺，曲率半徑 2,500 公尺，南北雙向分離，每一單向橋寬為 16.35 公尺採 3 車道配置，分別由 7 孔及 11 孔連續預力混凝土箱形梁結構單元所組成，為配合芎林堤防及內灣線鐵路，標準跨徑 46.5 公尺，為國內首座



自歐洲引進「節塊推進工法(Incremental Launching Method)」設計與施工之高速公路橋梁(採推進方式)，俟推進作業完成及連續二次預力施拉完成後，將臨時性滑動支承更換為永久性之盤式支承(Pot Bearing)。下部結構採中空菱形墩柱設計，最高達 32.9 公尺，樁基礎採全套管斜樁(1:8)，樁徑分為 120 及 150cm 兩種。為考慮溪流夾帶卵石、流木等衝擊橋柱壁體而影響橋梁安全，故變更設計於中空柱內增設 60 公分厚之水平隔板及 45 公分填角，箍筋亦配合修正以加強橋柱韌性。

由設計圖及相關資料，本橋設計水平震力係數 K_h 為 0.135，橋墩混凝土強度 280kgf/cm^2 ，鋼筋強度 32ϕ (含)以上採高拉力鋼筋($f_y=4,200\text{kgf/cm}^2$)， 29ϕ 以下鋼筋 $f_y=2,800\text{kgf/cm}^2$ 。本橋之

結構平面、立面及斷面圖請參見圖 1~3。

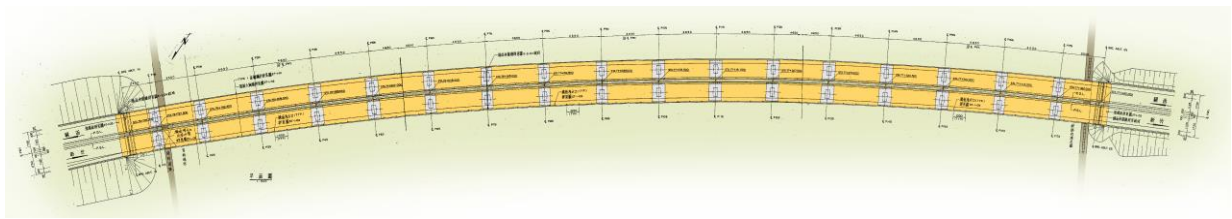


圖 1 頭前溪橋平面圖

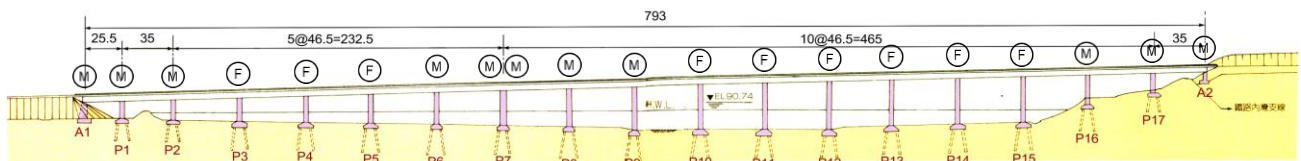


圖 2 頭前溪橋立面圖

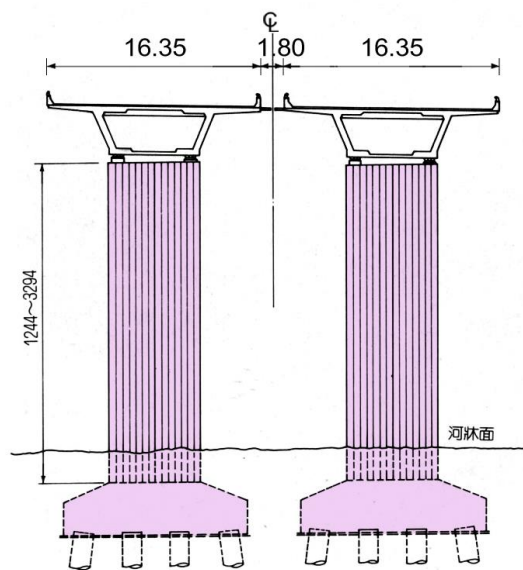


圖 3 頭前溪橋標準斷面圖

二、耐震補強策略

此橋單元 1 (N01、S01) 為 7 跨連續之預力混凝土箱形梁橋，其中僅 P3~P5 共 3 墩為縱向束制，其餘均為縱向活動支承，依橋梁耐震能力非線性側推評估結果，其軸向強度韌性不足(詳圖 4)，需進行耐震補強。

針對橋梁強度韌性不足部分，原則採橋墩混凝土包覆補強，以增加橋墩之剪力強度及韌性，惟未包覆前橋墩破壞模式為撓剪破壞(SFAY)，包覆後所提昇之韌性仍無法滿足性能需求，針對此一狀況，一般可於活動端增設「地震力分散裝置」，將縱向地震力傳遞至活動端橋墩，以

增加橋梁整體耐震能力。惟於原設計階段；活動端並不承受地震力，若將縱向地震力傳遞至活動端橋墩恐有另須進行墩柱包覆或基礎補強之情形，反而增加補強規模。

故本案係於 P1、P2 及 P6 增設「液態黏滯性阻尼器」(詳見圖 7、8)，相較於「地震力分散裝置」，利用液態黏滯性阻尼器除可將地震力傳遞至活動端外，亦可透過阻尼器增加橋梁整體阻尼，以降低橋梁所受之地震力。

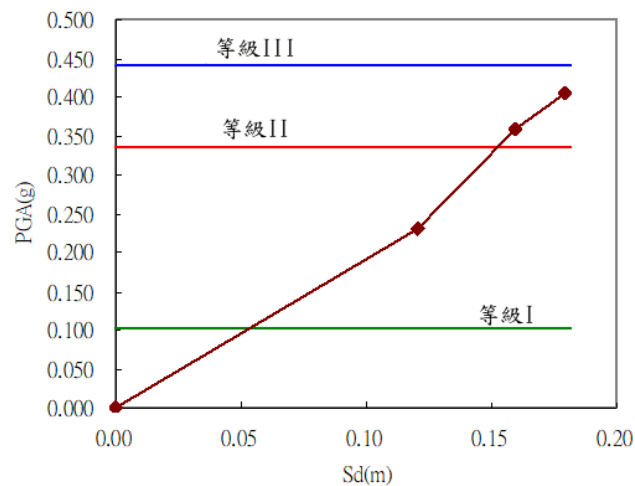


圖 4 頭前溪河川橋第 1 單元縱向橋度韌性評估成果

補強後之分析方法係採非線性動力歷時分析，考量地盤種類、震度及事件，選取 3 組地震歷時紀錄，分別為 921 地震紀錄-TCU094、TCU026；331 地震紀錄-TCU024(詳表 1)，將測站地震歷時資料與規範地震力擬合後，製作人造地震進行分析與評估，彈性反應譜擬合等級 III 反應譜結果如圖 5 所示(以 TCU094 測站等級 III 地震為例)。

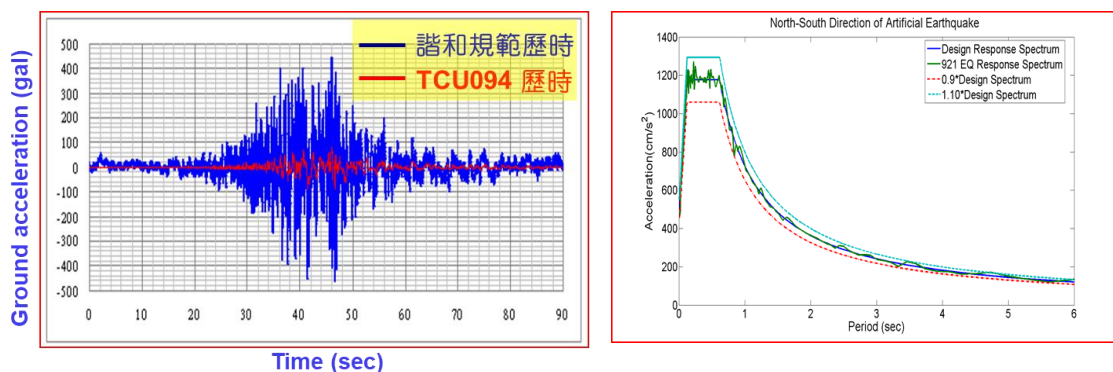


圖 5 TCU094 二重國小測站擬合成果示意圖

本橋所採用之黏滯性阻尼器共計 12 組(P1、P2 及 P6 墩頂各 4 組)，等效阻尼比為 25%，阻尼係數為 $6.66tf \cdot (sec/mm)^{0.4}$ ，阻尼指數為 0.4，最大設計力為 115.52tf，最大衝程為 217.1mm。

經過補強後，P3~P5 橋墩柱底彎矩減少約 6~39%(詳表 2)，除 P3 橋墩會進入部分非線性塑

鉸外，其餘橋墩仍位於線性範圍(詳圖 6)，故補強後橋墩塑鉸可符合耐震性能，而增設阻尼器之活動端橋墩及基礎亦符合耐震性能，不會導致增設阻尼器而需要增加基礎補強情形。

表 1 本案選用人造地震測站表

站 碼	站 名	站 址	最大地表加速度(gal)		
			東西向	南北向	垂直向
TCU094	二重國小	新竹縣竹東鎮二重里光明路 32 號	70.81	-88.38	38.92
TCU026	芎林國小	新竹縣芎林鄉文山路 288 號	-116.04	-89.44	-56.28
TCU024	竹東國小	新竹縣竹東鎮康寧街 1 號	138.33	-135.35	50.29

表 2 補強後柱底彎矩彙整表

橋墩柱底彎矩(tf-m)		P1(D)	P2(D)	P3	P4	P5	P6(D)	P7
TCU024	原始結構	2599.66	3460.04	17970.45	17218.26	18133.95	9513.53	12675.16
	柱包覆及增設 Damper	6484.83	7529.19	16914.24	15634.93	14214.31	10857.20	12662.84
	減少百分比	--	--	6%	9%	22%	--	--
TCU026	原始結構	2563.54	3800.84	17596.26	16032.50	16186.80	695.74	12095.53
	柱包覆及增設 Damper	5755.73	6292.20	14631.16	10825.24	9838.39	7829.09	12171.06
	減少百分比	--	--	17%	32%	39%	--	--
TCU094	原始結構	3190.76	3272.54	17140.46	15800.08	14853.22	7671.47	13101.17
	柱包覆及增設 Damper	6295.48	6872.93	15767.79	12208.08	11122.41	7977.90	13183.54
	減少百分比	--	--	8%	23%	25%	--	--

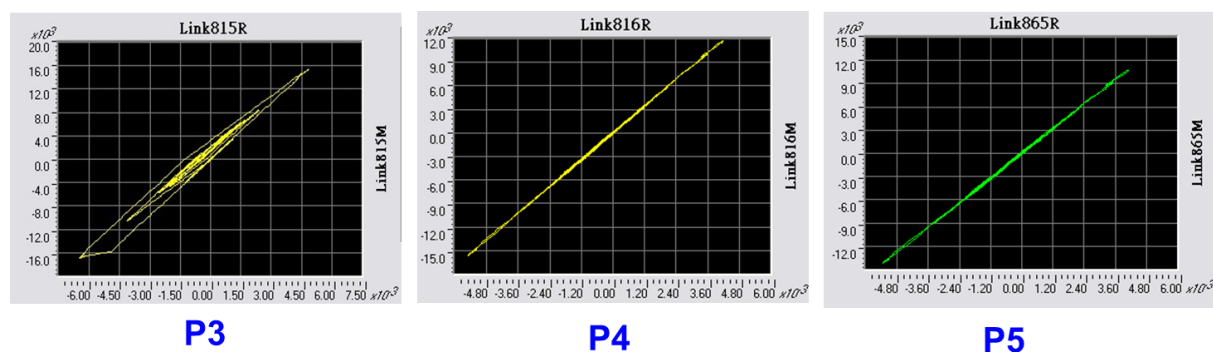


圖 6 增設阻尼器後橋墩塑鉸發展示意圖

橋台 A1、A2，橋墩 P1~P17 支承部分在等級 II 及等級 III 地震作用情況下，其抗水平能力皆不足，其補強對策為於固定端橋墩橋軸方向設置鋼製止震裝置，垂直橋軸方向設置造型混凝土止震塊(詳見圖 9)，此造型混凝土止震塊除有結構之功能外亦有美化本橋之視覺景觀作用。

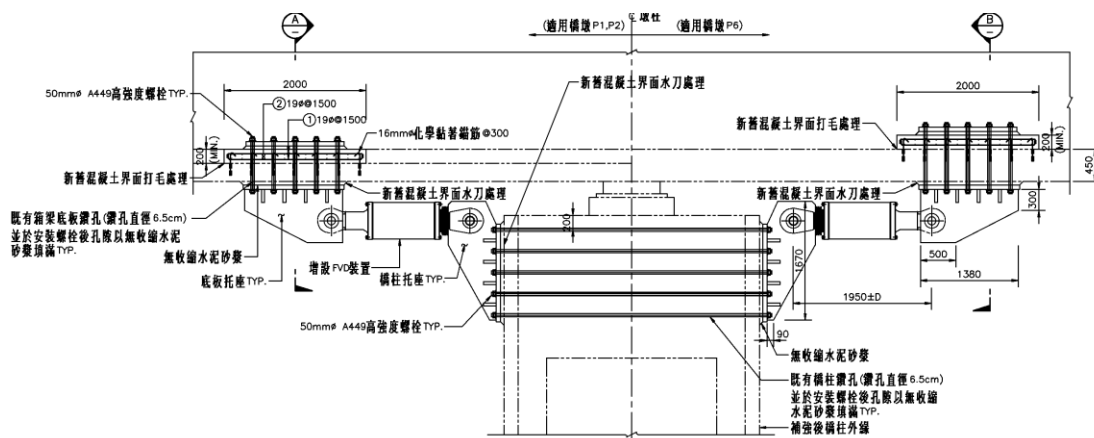


圖 7 頭前溪河川橋增設液態黏滯性阻尼器詳圖

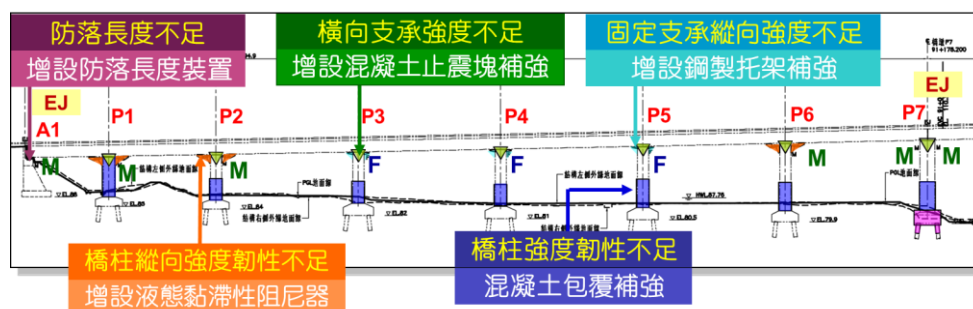


圖 8 頭前溪河川橋補耐震補強策略示意圖

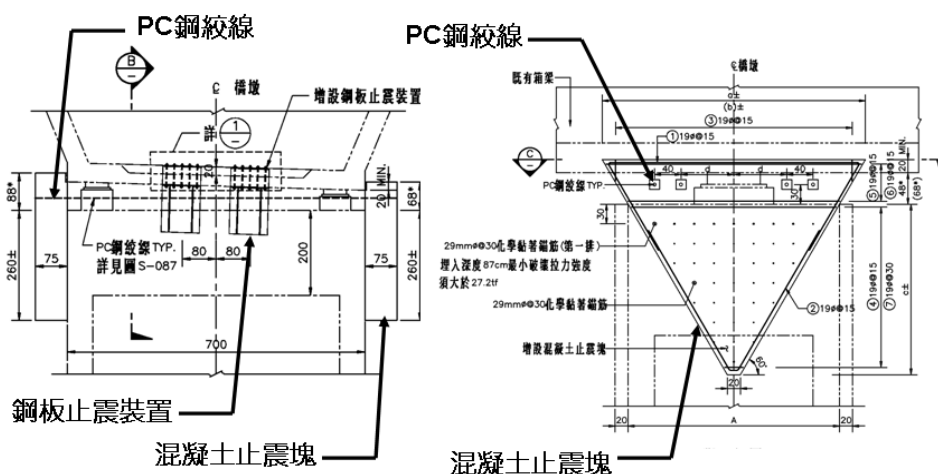


圖 9 頭前溪橋支承抗水平能力補強詳圖

三、結論

部分多跨橋梁為有效發揮預力效果及避免溫度造成墩柱額外受力，故有少數支承為固定；其餘支承均為縱向活動之配置，以致橋梁縱向耐震能力不足，為增加橋梁整體耐震能力，可於活動端橋墩設置液態黏滯性阻尼器，其常時仍為活動端，僅震時透過黏滯性阻尼器進行消能。此設施可在不造成活動墩構件過大負擔的狀況下提昇橋梁整體耐震能力。

參考文獻

1. 交通部，「公路橋梁耐震設計規範」，民國108年1月。
2. 交通部，「公路橋梁耐震評估與補強設計規範」，民國110年3月。
3. 國家地震工程研究中心，「公路橋梁耐震性能設計規範研究（第2期）（上冊、下冊）」，民國101年12月。
4. 交通部臺灣區國道高速公路局，國道高速公路橋梁耐震補強第2期工程(第1優先路段)工程細部設計報告，民國102年3月。

河川冲刷之補強對策

河川橋直基冲刷之補強方式

-以 M81 標國 3 鹽水溪河川橋、M41 標國 4 豐原
高架橋為例

河川橋直基冲刷之補強方式

-以 M81 標國 3 鹽水溪河川橋、M41 標國 4 豐原高架橋為例

摘 要

臺灣河川多屬坡陡流急，每逢暴雨即水勢洶湧，劇烈冲刷橋墩柱基礎及橋台處之河床，週而復始導致橋梁墩柱傾斜或其他型式之破壞而造成交通中斷，人命及財物的傷亡損失更是歷年來重覆地發生在我們的周遭。河川橋可能受天然或人為因素影響，導致橋址附近河床因冲刷或向源侵蝕下降，造成橋梁基樁或沉箱結構體裸露，受水流力或地震力作用之結構行為致貫入土層深度減少，進而降低了橋梁之耐洪與耐震能力。

早期於山區承载力良好之河川橋梁，因河床堆積層厚度多為 2 至 5 公尺，均為河床沖積礫石、石塊與砂泥組成且其下基岩完整堅實。故多採直接基礎型式並以蛇籠或混凝土鼎塊保護。

因各河川主管機關之河道治理規劃報告持續更新，計算洪水流量皆有增大之趨勢。考量河川冲刷仍會影響橋梁直接基礎之穩定性，故於本文中以國道 3 號鹽水溪河川橋、國道 4 號豐原高架橋為例，提出橋梁直接基礎於河川冲刷之補強策略。

關鍵字：橋梁耐震補強、河川冲刷、基礎補強。

一、前言

橋梁冲刷包括河川演變的常時冲刷、橋梁窄縮河槽所引起的一般冲刷及局部冲刷及洪水發生當下的瞬時冲刷，這些冲刷是相互關聯的，最大冲刷深度則須將前述各種冲刷可能一併考慮。

目前國內橋梁設計規範對橋梁冲刷深度之載重組合並無明確規定，惟於常時載重下應考量最大冲刷深度之結構安全已為共識。然而，依過去之設計經驗，橋梁基礎設計之控制因素常為地震之載重組合，此時所採用之冲刷深度，目前設計時均依循 2002 年 AASHTO 公路橋梁標準規範之規定，採 $1/2$ 最大冲刷深度及最大地震力之組合進行設計。其設計考量應是著眼於等級 III 地震力與最大冲刷深度同時發生機率甚低，若考量河川冲刷發生後常伴隨有回淤現象發生，該規定應尚屬合理，故以此標準作河川橋基礎耐震評估。

河川橋耐震補強時應以「河橋共治」的理念，同時考量河川長期變化對橋梁安全所造的影響，以及橋梁補強可能對河床冲刷及河川防洪治理之影響。

二、M41 標豐原高架橋跨軟埤仔溪與 M81 標跨鹽水溪排水之基本工程資料說明

2.1 第 M41 標-豐原高架橋跨越軟埤仔溪

國道 4 號豐原高架橋於 90 年 6 月完工，管轄機關屬高速公路局中區養護工程分局，橋址位

於臺中市神岡區及豐原區(詳圖 1)，起訖里程為 9k+819~17k+485，總長 7.67 公里，其中跨越軟埤仔溪排水之單元為 U1，里程為 9k+819~10k+086，現況橋梁東行線與西行線各於河道中落一墩(P3L、P3R)，橋梁結構基本資料如下。

1. 結構型式：預力箱形梁橋，橋寬 16.1~16.38m，單柱式，直接基礎。
2. 跨徑配置：33.5+5@40+33.5(M+M+F+F+F+F+M+M)

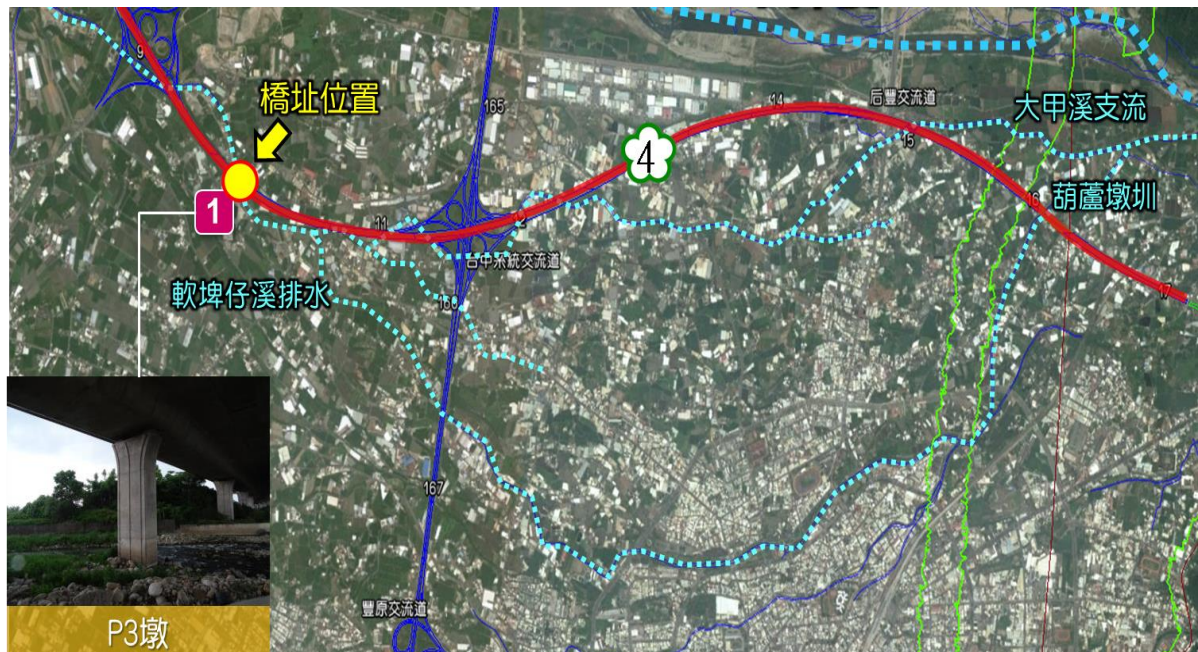


圖 1 第 M41 標-跨軟埤仔溪排水溝橋梁位置

2.2 第 M81 標-跨鹽水溪河川橋

國道 3 號鹽水溪橋屬 C367 標工程範圍，於民國 88 年竣工，跨越許縣溪(鹽水溪河川水系詳圖 2)，南北向各為一振動單元，全長為 555 公尺，上部結構為 PC 箱形梁，採節塊推進工法，支承系統為盤式支承，於鉸接端橋墩配合使用剪力鋼箱承受水平力。下部結構橋墩為單柱式混凝土橋墩，其中 P6、P7 為低矮實心橋墩，餘為六角形中空 RC 橋墩，基礎為直接基礎。橋梁基本資料如下：

1. 結構型式：PC 箱形梁橋，橋寬 16.1m，單柱式，直接基礎。
2. 跨徑配置：30+11@45+30(m) (M+M+M+M+M+M+F+F+M+M+M+M+M+M)



圖 2 河川水系-鹽水溪

三、河川橋直接基礎冲刷補強設計

3.1 第 M41 標豐原高架橋跨軟埤仔溪排水橋

豐原高架橋主要係採用 76~84 年公路橋梁耐震設計規範進行設計，工程範圍內共計 354 座橋墩及 1 處橋台。評估結果顯示大部分橋梁支承系統強度不足，而橋墩及基礎補強者眾，初步研判主因除現行規範(98 年版)地震力提高外，採 76 或 84 年設計規範之橋梁於鋼筋施工細節及耐震相關考量亦較不足。

國道 4 號跨越軟埤仔溪範圍位於第 1 震動單元，其結構平立圖說詳見圖 3，墩柱及基礎詳見圖 4，跨越軟埤仔溪現況詳見圖 5；豐原高架橋第 1 震動單元經耐震評估分析後，其整體耐震性能尚符合最新耐震規範要求，惟其基礎耐震性能經檢視後須進行橋基補強設計，其中以河道中之橋墩 P3L、P3R 因位於河道中，故需將軟埤仔溪河川冲刷影響納入補強設計考量。

軟埤仔溪排水為臺中市管區域排水，其支流計有陽明山排水、下溪洲支線及下溪洲分線，管理機關為臺中市政府水利局，豐原高架橋第 1 震動單元之 P3L 及 P3R 於河中落墩，概位於河道中心里程約 3k+188 處。依據臺中市政府水利局 103 年 5 月「軟埤仔溪排水暨周邊排水系統規劃檢討規劃計畫」所示，本河段於重現期距 10 年現況洪水位 155.23m，本橋址上下游河段之堤岸高程及洪水位資料，詳見表 1 所示：

表 1 軟埤仔溪現況一覽表

河川斷面編號	河心累距(m)	洪水位(m)	堤頂高程(m)		重現期距水位(m)			備註
		Q10	左岸	右岸	Q2	Q5	Q25	
16	3106	155.33	155.18	154.15	153.51	154.63	156.20	
16.1	3188	155.23	155.56	154.28	153.93	154.45	156.13	豐原高架橋編號 P3 橋墩
16.2	3202	155.41	155.63	154.29	154.53	155.06	156.13	

此外，查閱「軟埤仔溪排水暨周邊排水系統規劃檢討規劃計畫」顯示該報告中無相關河段河床長期冲刷深度資料，故採用交通部國道新建工程局第二高速公路後續計畫第 C323 標「臺中環線」於 90 年竣工圖與本計畫河床測量高程之差值為河床長期冲刷深度，由圖 6 顯示豐原高架橋僅於橋墩編號 P3(概位於軟埤仔溪河道中心里程約 3k+188 處)河床由 90 年至 106 年(本計畫測量)計下降 1.32 公尺。

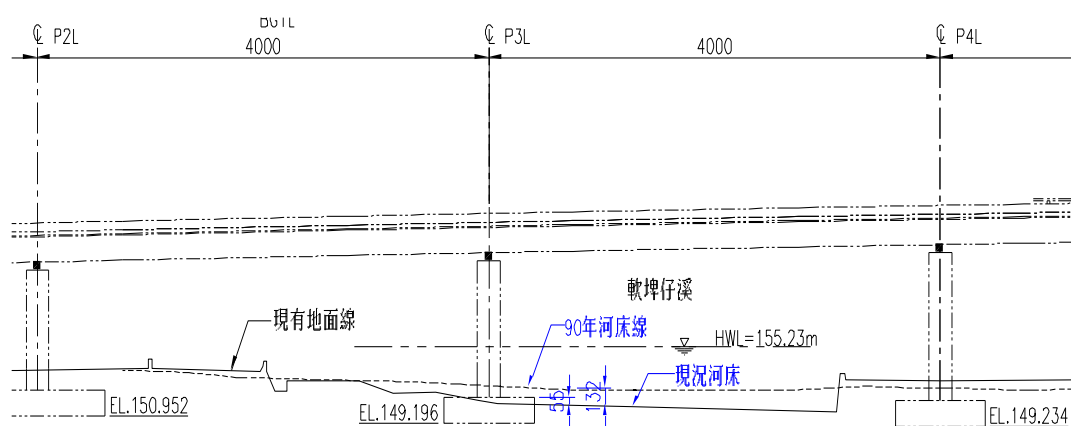


圖 6 軟埤仔溪豐原高架橋橋墩 P3 河床線

利用水理因素、河床質、橋墩資料等推估本設計標範圍各河川橋或排水橋之橋墩最大可能冲刷深度，該橋墩(編號 P3)最大可能冲刷深度約 10.73 公尺，如表 2 所示。

表 2 豐原高架橋沖刷深度表

橋梁	跨越河川	橋墩編號	a.河床質移動厚度 Yt (m)	b.長期沖刷深度 Yu (m)	c.局部沖刷深度 Ys (m)	d.束縮沖刷深度 Yc (m)	最大可能沖刷深度 (a+b+c+d) (m)	備註
豐原高架橋	軟埤仔溪	P3L	0.92	1.32	6.96	1.53	10.73	
		P3R	0.92	1.32	6.96	1.53	10.73	

基礎補強工法之選擇需考量施工之安全性、經濟性及迅速性。常用之基礎補強工法包含：擴座加固工法、增厚工法、增設基樁/基腳工法、增設連梁工法、施拉預力鋼鍵工法、地盤改良工法、托底/換底工法與鋼板包覆工法等。任何工法皆須符合耐震相關需求。

以下針對各工法之特性進行介紹：

1. 擴座加固工法：因應增加的地震需求，或因沖刷導致基礎承载力不足時，於基礎四周加大斷面，增加承載面積之工法。
2. 增厚工法：基礎板之抗剪力不足以承受樁反力，或正彎矩鋼筋量(底層筋)不足，藉由增加有效深度提升抗剪強度及抗彎強度，並配合剪力鋼筋施作。
3. 增設基樁、基腳工法：既有之深基礎因承载力不足，可於原基礎外緣增設基樁，藉以提升整體之承载力。
4. 增設連梁工法：以地梁連結各基礎，藉以分散應力以期整體安定之工法。
5. 地盤改良工法：以水泥系改良材等予以改良基礎周邊地盤，藉以提升地盤承载力或水平耐力之工法。同時亦可以作為抑制超額孔隙水壓力，防止地盤液化之對策。
6. 托底/換底工法：基礎經評估已無法經由上述工法改善其承载力時，或提升其耐震需求時，在考量通車的狀況下配合臨時支撐系統進行下部結構替換之工法。
7. 鋼板包覆工法：於裸露的基礎結構(樁基礎、沉箱基礎)包覆鋼板，提高其圍束力，藉以提升其抗水平力及防止河道中物體碰撞之工法。

考量於軟埤溪排水中橋墩 P3L、P3R 之基礎為直接基礎，且有受沖刷之可能，經評估後，因直接基礎若經沖刷後致使基礎承载力不足，導致橋梁有傾覆之危險，影響橋梁結構安全，故除採擴座加固工法以提高基礎穩定性及承载力外，並於擴座部分採密排樁設計，避免基礎下方土壤因沖刷造成淘蝕，影響基礎穩定性及承载力。

補強方案採基礎向外擴基 175cm 後，於擴基部分施作 150cm 場鑄密排樁(樁長 25m)，提供基礎下方土壤圍束保護，避免基礎因軟埤溪河水沖刷淘空下方土壤而失去承载力，並配合基礎強度需求加厚 50 公分，相關補強圖說詳見圖 7~8。

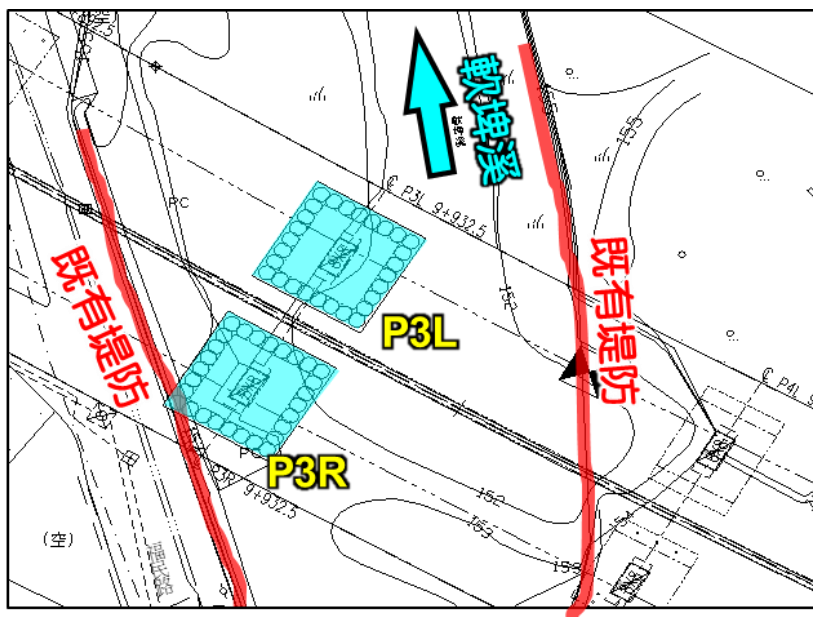


圖 7 軟埤仔溪豐原高架橋平面圖(補強後)

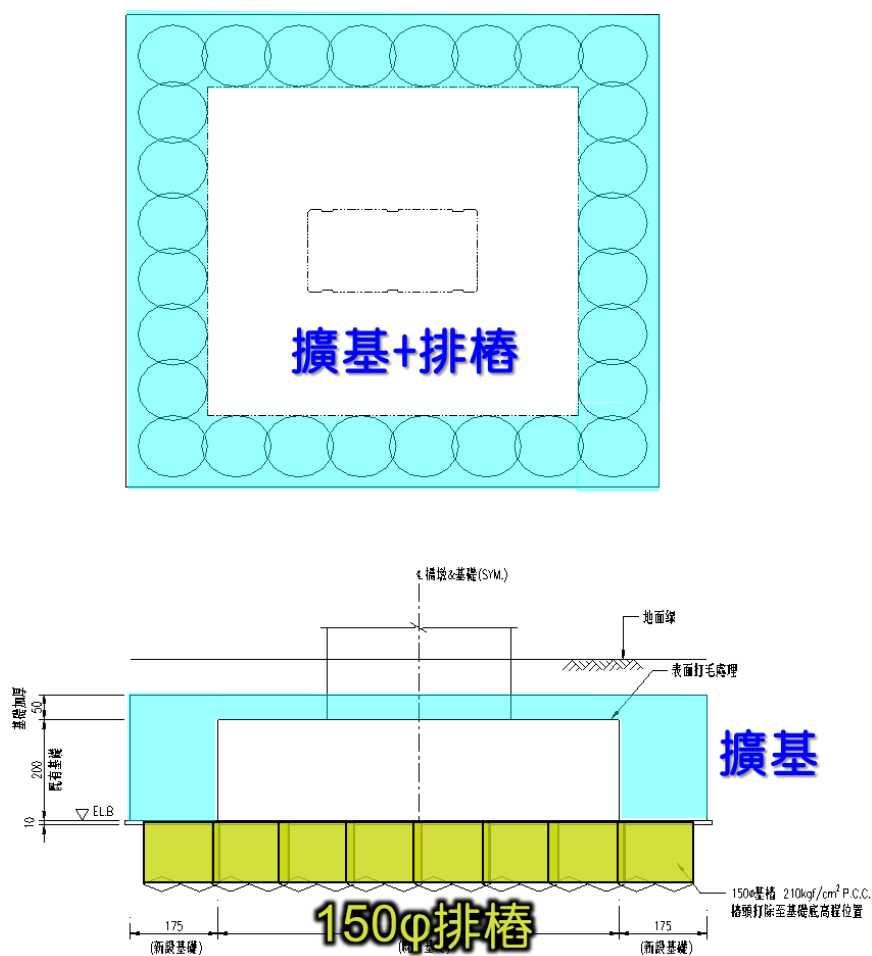


圖 8 軟埤仔溪豐原高架橋(P3L、P3R)基礎補強詳圖

3.2 第 M81 標國道 3 號鹽水溪河川橋

國道 3 號鹽水溪橋 N、S，整體耐震性能以及基礎耐震性能皆足夠，但因鹽水溪橋跨越許縣溪，P1~P2(N、S)有沖刷問題，現況詳圖 9、10。依據交通部「公路排水設計規範」(107 年)，橋墩最大可能沖刷深度為局部沖刷深度、河槽橫斷面束縮導致之沖刷深度及河床質移動層厚度之和，如圖 11 所示，計算出沖刷深度為 8.58m(常時)、4.78m(地震)，詳表 3 以及表 4。

補強方案採用增樁補強，但因南北向基礎過於鄰近，增樁補強施工不易，且基礎尺寸大，若增樁補強，基礎版承受彎矩會增加，必須增厚基礎，最終經濟效益較差，故改採排樁方式，於 P1~P2(N、S)橋墩基礎版外圍施作 80cm 場鑄密排樁(樁長 10~14m)，詳圖 12~14，其中 P1N 橋墩為最高樁底高程 17.3(m)，已低於常時沖刷後高程 20.15(m)，給予基礎下方土壤、岩盤良好圍束保護力，避免因沖刷淘空而失去承載能力。



圖 9 鹽水溪河川橋(北、南)現況



圖 10 鹽水溪河川橋 P1~P2(北、南)現況

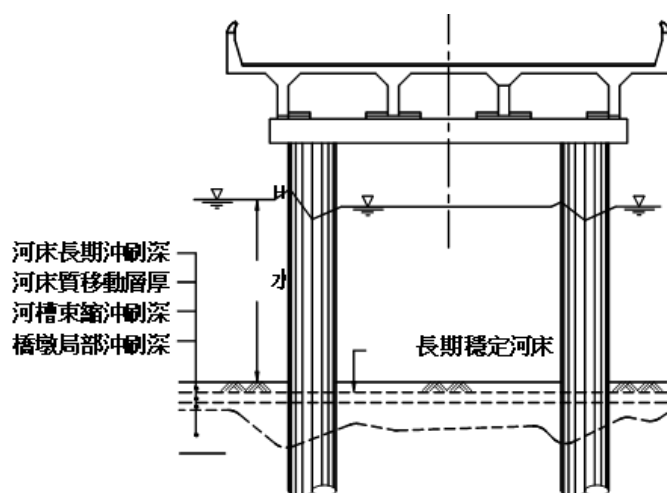


圖 11 橋梁下部結構冲刷深度示意

表 3 跨河橋梁最大可能冲刷深度表

國道	代表里程	橋梁 (橋墩編號)	河川 名稱	再現 期(年)	橋墩最大可能冲刷深度(m)				
					局部冲刷	束縮冲刷	河床質移 動厚	長期冲刷	合計(Hs)
					Ys	Yc	Yt	Yu	Ys+Yc+Yt+Yu
3	359k+503	359k+225 鹽水溪橋(P1)	鹽水溪	100	5.45	0.98	1.18	0.97	8.58
3	359k+503	359k+225 鹽水溪橋(P2)	鹽水溪	100	5.45	0.98	1.18	0.97	8.58
3	359k+503	359k+225 鹽水溪橋(P3)	鹽水溪	100	5.45	0.98	1.18	0.97	8.58
3	359k+503	359k+225 鹽水溪橋(P4)	鹽水溪	100	5.45	0.98	1.18	0.97	8.58

表 4 鹽水溪橋墩耐震評估考量之冲刷深度計算彙整表

國道	橋梁 (橋梁編號)	橋墩 地面 高程 EL.(m)	河川 名稱	再現 期 (年)	洪水位 EL.(m)	谿線 高程 EL.(m)	耐震考 量冲刷 深度 EL.L(m)	冲刷基準 線EL.A(m)		地震考量	
										耐震冲 刷高程 EL.A- L(m)	基礎頂 下裸露 深度(m)
3	359k+225 鹽水溪橋 (P1)	34.07	鹽水溪	100	34.61	28.73	4.78	28.73	谿線	23.96	7.55
3	359k+225 鹽水溪橋 (P2)	28.68	鹽水溪	100	34.61	28.73	4.78	28.73	谿線	23.96	1.35
3	359k+225 鹽水溪橋 (P3)	33.75	鹽水溪	100	34.61	28.73	4.78	28.73	谿線	23.96	6.40
3	359k+225 鹽水溪橋 (P4)	33.84	鹽水溪	100	34.61	28.73	4.78	28.73	谿線	23.96	7.65

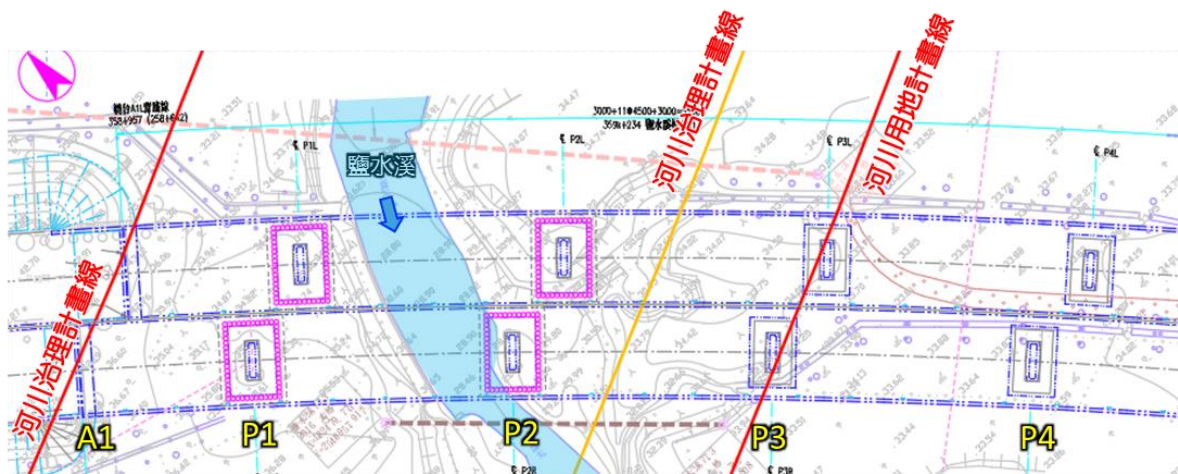


圖 12 鹽水溪河川橋 P1~P4(北、南)平面圖

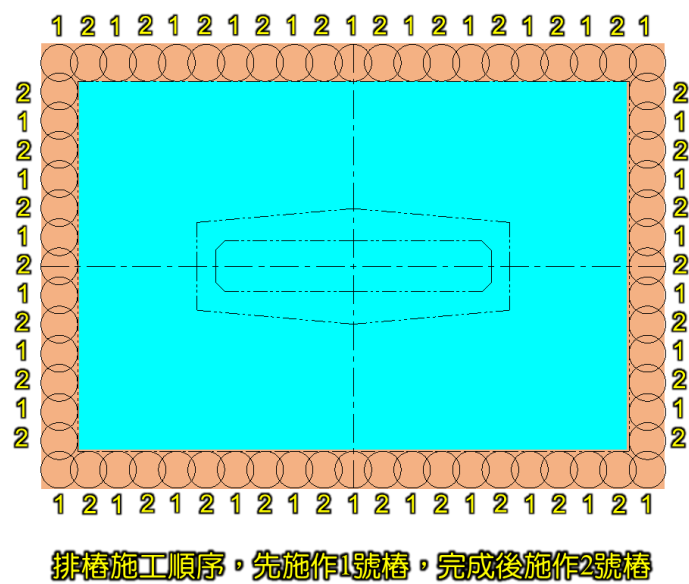


圖 13 鹽水溪河川橋 80cm 密排樁詳圖

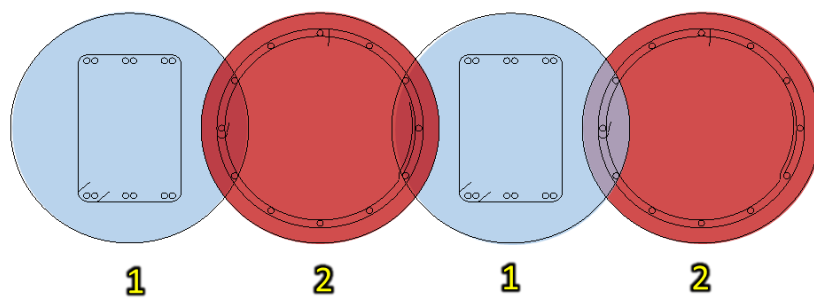


圖 14 鹽水溪河川橋 80cm 密排樁 overlap 示意圖

四、結論

橋基冲刷保護的基本設計原則在於因地制宜，使河道保持水流暢通，避免形成阻水效應及跌水冲刷。故於橋基保護工法中必須依據現地河川水文、地文特性(河床質、河流型態等)以及橋墩(基)型式的邊界條件作為橋基保護工法選用的依據，並針對河川流路長期之變化及整體河道上下游近跨河構造物之交互影響加以探討分析，方得以有效達成冲刷防治之功能。

國道3號跨越軟埤仔溪豐原高架橋第1單元及鹽水溪河川橋經耐震評估分析後，其整體耐震性能尚符合最新耐震規範要求，但因上述橋梁橋墩基礎為直接基礎，經冲刷分析評估存在冲刷淘蝕，有影響基礎穩定性及承載力之疑慮。故考量現地條件及評估施工性與經濟效益，採用於既有橋墩直接基礎周圍打設場鑄密排樁方式進行補強，利用密排樁緊密接合，提供良好擋水及擋土功能，以避免直接基礎下方土壤因冲刷造成淘空。

參考文獻

1. 交通部，「公路橋梁耐震設計規範」，民國108年1月。
2. 交通部，「公路橋梁耐震評估與補強設計規範」，民國110年3月。
3. 國家地震工程研究中心，「公路橋梁耐震性能設計規範研究（第2期）（上冊、下冊）」，民國101年12月。
4. 中華民國結構工程學會，「公路橋梁耐震性能設計規範草案複審成果報告書」，民國102年11月。
5. 臺中市水利局，「軟埤仔溪排水暨周邊排水系統檢討規劃計畫」，民國103年5月。
6. 交通部臺灣區國道高速公路局，國道高速公路後續路段橋梁耐震補強工程（區段1-2）「橋梁耐震能力詳細分析評估報告書-第二標」，民國106年3月。
7. 交通部高速公路局，國道高速公路後續路段橋梁耐震補強工程（區段2-2）「橋梁耐震能力詳細分析評估報告書-第二標」，民國108年3月。
8. 交通部高速公路局，國道高速公路後續路段橋梁耐震補強工程（區段2-2）「工程細部設計報告書第M38E標及M81標」，民國109年7月。

河川橋基礎冲刷於深槽區及高灘地之補強方式

-以 M37E 標國 3 烏溪三號橋為例

河川橋基礎沖刷於深槽區及高灘地之補強方式

-以 M37E 標國 3 烏溪三號橋為例

摘 要

臺灣河川多屬坡陡流急，每逢暴雨即水勢洶湧，劇烈沖刷橋墩柱基礎及橋台處之河床，進而復始導致橋梁墩柱傾斜或其他型式之破壞而造成交通中斷，人命及財物的傷亡損失更是歷年來重覆地發生在我們的周遭。河川橋可能受天然或人為因素影響，導致橋址附近河床因沖刷或向源侵蝕下降，造成橋梁基樁或沉箱結構體裸露，受水流力或地震力作用之結構行為改變且貫入土層深度減少，進而降低了橋梁之耐洪與耐震能力。

河川沖刷之橋基補強應蒐集河川歷年航照圖、歷年測量斷面圖及河川治理規劃等相關資料研判河道特性及變遷範圍，考量河川長期變化對橋梁安全所造成的影響。本文以國道 3 號烏溪三號橋為例，提出橋梁基礎於深槽區及高灘地之補強策略。

關鍵字：橋梁耐震補強、河川沖刷、基礎裸露、基礎補強。

一、耐震補強第 M37E 標基本工程資料說明

第 M37E 標工程範圍(國 3 統一里程；STA.207k+859~STA.212k+184 及 STA.221k+540~STA.224k+685.1)包含國道 3 號主線路段霧峰高架橋~中興交流道主線穿越橋所有橋梁。其中烏溪三號橋段計約 4,132 公尺，於第二高速公路後續計畫快官草屯路段第 C333 標霧峰芬園橋梁工程中完成，全橋計區分為 17 個單元，每單元含 3~7 個跨徑，除於跨越中投公路處採 70 公尺之跨徑外，其餘跨長均配合穿越道路與水路需求採 30~55 公尺配置。上部結構係以預鑄斜撐版配合懸臂工法、支撐先進工法及場鑄逐跨架設工法之預力箱形梁為主，其中除第 1 單元跨越中投公路為大跨徑變梁深外，餘各單元均為等梁深；至於南下線第 6、10 單元及北上線第 6、10 單元因須配合國道 6 號銜接匝道、橋面寬度變化甚大，故採場撐逐跨架設工法或就地澆鑄工法施築。下部結構橋墩部分於陸地上除第一單元跨越中投公路兩側採 V 型壁式外，其餘均為長圓型墩柱與雙懸臂帽梁型式，配合橋寬變化而有柱寬與帽梁長度之分類；於河床內則考量洪流沖刷因素，須採圓型墩柱與雙懸臂帽梁並配合流向略微錯隔，橋台為溢土式，基礎於河床內採場鑄全套管基樁，陸地部分則為直接基礎。烏溪三號橋工程位置詳圖 1。

對於本標範圍橋墩最大可能沖刷深度，分析求得烏溪三號橋橋墩編號 P59R 最大可能沖刷深度約 13.66 公尺，而非汛期現況調查顯示，橋墩基樁已裸露至樁帽下方逾 1.9m，故需進行橋墩基礎補強。



圖 1 第 M37E 標烏溪三號橋工程位置

第 M37E 標工程基本資料如下：

1. 工程名稱：國道高速公路後續路段橋梁耐震補強工程(區段 1-2)第 M37E 標
2. 工程地點：國 3 統一里程；STA.207k+859~STA.212k+184 及 STA.221k+540~STA.224k+685.1
3. 主辦機關：交通部高速公路局
4. 執行單位：交通部高速公路局第二新建工程處
5. 設計、監造單位：台灣世曦工程顧問股份有限公司
6. 承攬廠商：義力營造股份有限公司

二、烏溪三號橋沖刷影響評估

2.1 橋墩沖刷計算參數

1. 計畫洪水位

國 3 烏溪三號橋跨越烏溪，烏溪為中央主管河川，計畫洪水位採用 100 年重現期距標準，管理機關為經濟部水利署第三河川局，歷年來已陸續辦理河川治理規劃如「烏溪水系主流及其支流南港溪與眉溪治理規劃檢討」(經濟部水利署水利規劃試驗所，106 年 6 月)、

「烏溪本流河床穩定與治理對策之研究」(經濟部水利署, 95 年 12 月)及「烏溪流域聯合整體治理規劃」(經濟部水利署, 92 年 2 月), 烏溪三號橋位於河道中心里程約 28k+235(河川大斷面編號 49)~28k+702m(河川大斷面編號 50)之間。本橋梁上游側洪水位為 67.59m (河川大斷面編號 49-1), 橋址下游側洪水位為 67.05m (河川大斷面編號 49-0), 如表 1 所示。

表 1 烏溪水理因素表

断面編號	河心累距(公尺)	計畫洪水位(Q ₁₀₀)水理因素						計畫堤頂高(公尺)	各重現期洪水位(公尺)						
		洪水位(公尺)	通水面積(平方公尺)	水面寬(公尺)	平均流速(公尺/秒)	能量坡降	福祿數		Q ₂₀₀	Q ₅₀	Q ₂₅	Q ₂₀	Q ₁₀	Q ₅	Q ₂
41	23766	33.82	2432.87	633.19	4.52	0.005467	0.74	35.32	34.37	33.29	32.83	32.66	32.25	31.93	31.34
42	24410	37.21	2655.05	691.16	4.14	0.004572	0.67	38.71	37.63	36.81	36.46	36.32	36.01	35.67	35.08
43	24927	40.26	1968.94	613.84	5.59	0.010537	0.99	41.76	40.7	39.85	39.5	39.37	39.05	38.68	38.08
44	25495	44.81	2722.33	709.34	4.04	0.004439	0.65	46.31	45.24	44.37	43.99	43.83	43.48	43.14	42.54
45	26038	47.8	2258.65	708.51	4.87	0.008546	0.87	49.3	48.21	47.4	47.05	46.91	46.6	46.29	45.65
46	26602	52.13	2389.25	662.93	4.6	0.006514	0.77	53.63	52.51	51.74	51.38	51.24	50.93	50.61	49.93
47	27028	55.18	2287.25	718.39	4.81	0.008307	0.86	56.68	55.59	54.79	54.44	54.3	53.99	53.7	53.2
48	27610	59.88	2307.15	699.12	4.77	0.007777	0.84	61.38	60.23	59.54	59.24	59.12	58.84	58.57	58.08
49	28235	65.18	2098.47	660.57	5.24	0.009896	0.94	66.68	65.56	64.79	64.45	64.32	64.01	63.66	62.9
49-0	28433	67.05	2616.36	664.86	4.2	0.004804	0.67	68.55	67.5	66.61	66.24	66.09	65.75	65.38	64.52
49-1	28474	67.59	2825.53	682.38	3.89	0.003862	0.61	69.09	68.1	67.09	66.66	66.49	66.11	65.72	64.8
50	28702	68.46	2355.47	769.16	4.67	0.007272	0.83	69.96	68.94	68	67.62	67.48	67.08	66.74	65.99
51	29160	72.05	2245.35	787.54	4.9	0.008823	0.9	73.55	72.36	71.75	71.48	71.32	70.97	70.59	69.91
52	29641	75.96	2386.47	747.37	4.61	0.006917	0.81	77.46	76.39	75.52	75.14	75.03	74.75	74.5	73.93
53	30271	80.84	2048.8	606.35	5.37	0.009606	0.93	82.34	81.18	80.51	80.2	80.05	79.62	79.2	78.49
53-0	30384	81.07	1652.2	608.59	6.66	0.019811	1.29	82.57	81.43	80.69	81.025	80.84	79.63	80.25	79.52
53-1	30433	82.84	2527.38	614.26	4.36	0.004785	0.68	84.34	83.38	82.31	81.85	81.63	81.11	80.85	79.97
54	30876	85.47	1865.49	547.15	5.9	0.010645	0.99	86.97	86.03	85.01	84.69	84.58	84.29	83.67	83.03
55	31456	90.27	2182.66	498.85	5.15	0.00555	0.75	91.77	90.66	89.79	89.31	89.1	88.65	88.35	87.61
55-0	31940	92.28	1559.74	526.53	7.05	0.019877	1.31	93.78	92.66	91.84	91.37	92.19	90.83	90.47	89.82
55-1	31966	94.33	2440.57	562.92	4.51	0.004911	0.69	95.83	94.91	93.73	93.19	92.94	92.41	91.93	91.35
56	32213	96.22	1693.95	394.24	6.49	0.010626	1	97.72	96.8	95.64	95.16	94.96	94.52	94.04	93.3
56-1	32943	103.3	2083.59	627.24	6.39	0.008636	0.93	104.8	103.84	101.82	101.26	101.06	100.39	99.63	99.75
56-2	32967	104.81	2855.92	668.91	4.72	0.003215	0.6	106.31	105.7	103.73	103.09	102.86	102.87	102.02	100.48
57	33027	105.53	1856.4	309.9	5.32	0.003854	0.67	107.03	106.275	104.575	103.9	103.665	103.39	102.02	100.55
57-1	33207	106.25	3302.69	376.66	2.99	0.000882	0.32	107.75	106.85	105.42	104.71	104.47	103.91	102.98	101.36
57-2	33238	108.86	1572.71	390.72	6.28	0.01101	1	110.36	109.385	105.49	105.09	104.97	104.55	104.03	103.23
58	34011	111.46	3185.58	941.39	4.13	0.003367	0.59	112.96	111.92	110.9	110.33	110.16	109.65	109.09	108.2

資料來源：烏溪水系主流及其支流南港溪與眉溪治理規劃檢討(水利署水利規劃試驗所, 106 年 6 月)

2. 曼寧粗糙係數

烏溪本流各河段曼寧粗糙係數 n 值採用值詳如表 2 所示, 曼寧粗糙係數 n 值取用為左高灘地 0.043、深槽 0.041 及右高灘地 0.043。

表 2 烏溪本流各河段曼寧粗糙係數 n 值採用表

溪別	断面編號	左高灘地	深槽	右高灘地
烏溪本流	00~04	0.024~0.025	0.024	0.024~0.025
	05~13	0.027~0.029	0.027	0.027~0.029
	14~34	0.037~0.039	0.037	0.037~0.039
	35~43	0.040~0.041	0.040	0.040~0.041
	44~129	0.041~0.043	0.041	0.041~0.043

資料來源：烏溪水系主流及其支流南港溪與眉溪治理規劃檢討(水利署水利規劃試驗所, 106 年 6 月)

3. 河床質

依據烏溪流域聯合整體治理規劃(經濟部水利署，92 年 2 月)本橋址河段(河川大斷面編號 50)代表粒徑(D_{50})為 105mm。

4. 河道長期沖淤

依據「烏溪水系主流及其支流南港溪與眉溪治理規劃檢討」(水利署水利規劃試驗所，106 年 6 月)烏溪河道沖淤趨勢分析，基於保守考量工址取河川大斷面編號 50 於 76~102 年間河床沖刷深度 3.57m。

2.2 橋墩最大可能沖刷深度

依據交通部「公路排水設計規範」，橋墩最大可能沖刷深度為局部沖刷深度、河槽橫斷面束縮導致之沖刷深度、河床質移動層厚度及河床長期沖刷深度之和，如圖 2 所示。

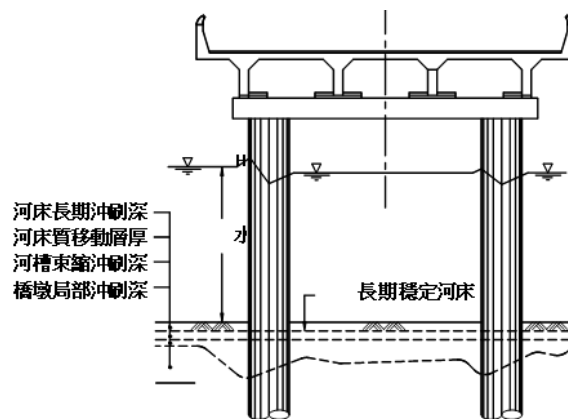


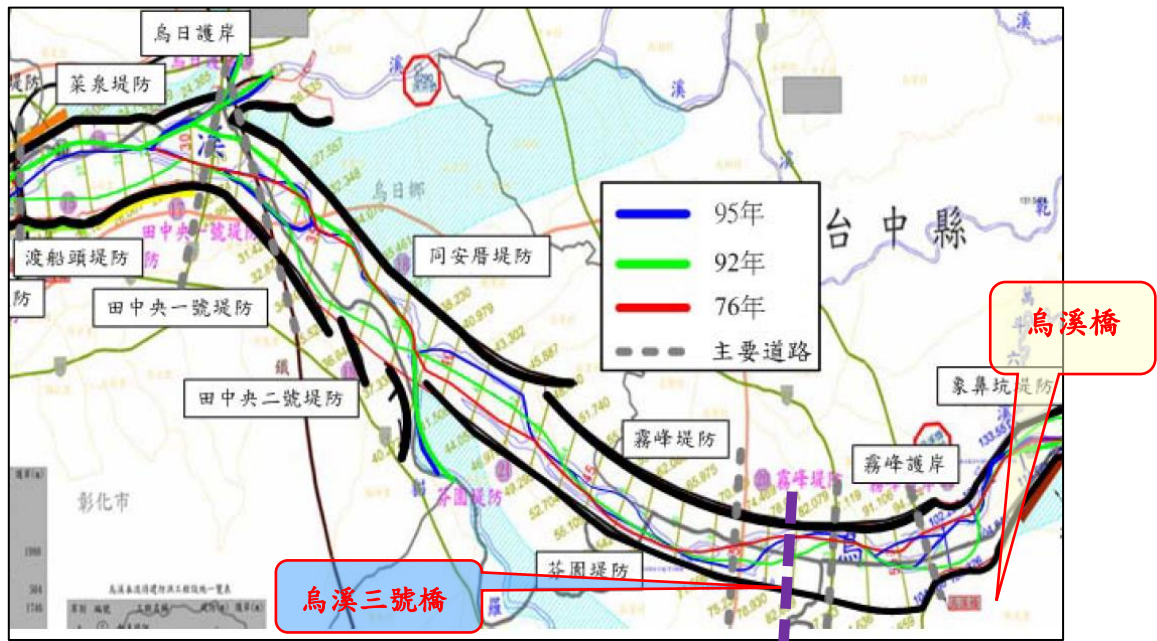
圖 2 橋梁下部結構沖刷深度示意

關於局部沖刷深度及河槽橫斷面束縮計算採用公路排水設計規範「附錄 21 橋基沖刷深度估算參考公式」，刪除極端值後取平均值為建議橋墩局部沖刷深度。河床質移動層厚度採用目前國內常用日本經驗公式 $=0.2 \times$ 橋墩上游側水深，至於河床長期沖刷深度之評估一般採用歷年水利主管機關測量調查資料推估。

2.3 流路變遷

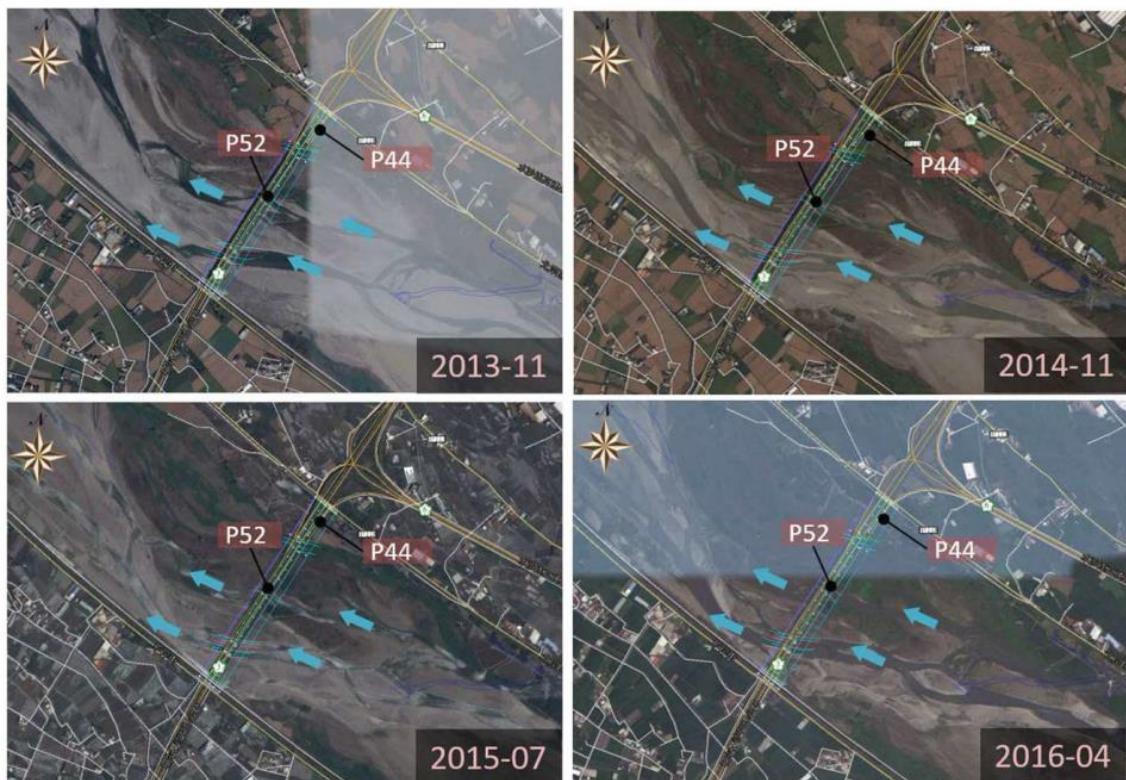
因本段河道(大里溪匯流口至烏溪橋)較為順直，故主深槽頗為集中，較下游段之流路變動為小，大體而言仍沿凹岸運行(圖 3)。惟國道 3 號下游(約斷面 45~50 間)，流路有迫近左岸之芬園堤防(斷面 45)之現象，因此水利主管機關已辦理堤防基礎加強工程作業。經比對歷年來測量資料、衛星空拍影像資料及「南投段及斗南段轄區橋涵隧道檢測工作(106 年)報告」顯示河道之平面擺盪範圍及沖刷情況，主深河槽由北岸往南岸移動趨勢，屬變遷河道(辮狀河川)，

如圖 3~5 所示。



資料來源：摘自「烏溪本流河床穩定與治理對策之研究」(經濟部水利署，95 年 12 月)

圖 3 大里溪匯流口至烏溪橋段主深槽歷年變遷(民國 76~95 年)



(資料來源：摘自「南投段及斗南段轄區橋涵隧道檢測工作(106 年)報告」)

圖 4 烏溪三號橋歷年航照圖比對圖

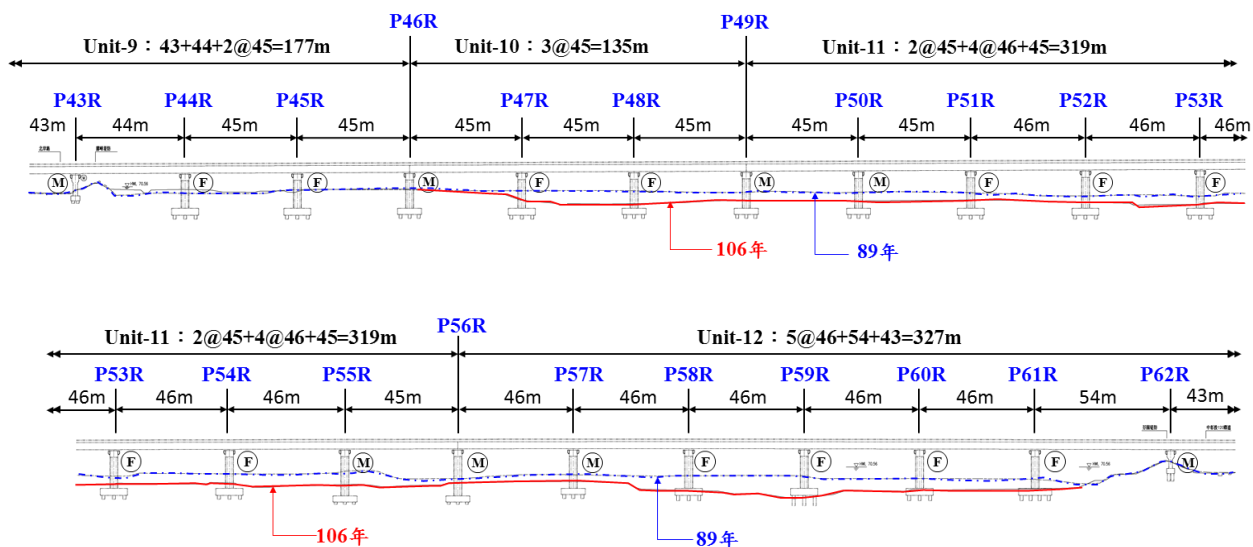


圖 5 烏溪三號橋竣工圖與本計畫測量資料比對圖

2.4 冲刷基準面之判定

烏溪三號橋於非汛期時檢測發現，P59 橋墩處因基礎冲刷裸露並造成基樁受損而鋼筋外露，為避免橋梁持續劣化或造成耐震性能降低，建議進行基礎耐震補強。

經本計畫評估烏溪三號橋採用計畫洪水位高程為 67.59，冲刷評估基準以現況河床最低點為基準，並區分為高灘地及低水河槽區；高灘地為橋墩編號 P44~P46 範圍，最低河床高程採用 EL 69.11m 為冲刷評估基準。深槽區以橋墩編號 P47~P57 為範圍，最低河床高程採用 EL 62.0m(既有基礎頂)為冲刷評估基準。低水河槽區以橋墩編號 P58~P61 為範圍，最低河床高程採用 EL 57.89m 為冲刷評估基準。於主河槽可能變動性及主河槽區內之河床高程高低差大，基於保守安全考量，橋梁結構安全評估時取橋墩 P58~P61 為深槽區、橋墩 P44~P57 為深槽區進行耐震補強設計。低水河槽區橋墩 P58~P61 採最高洪水位至現況低點計算冲刷深度，以現況低點作為冲刷基準面起算冲刷深度；橋墩 P47~P57 深槽區則採最高洪水位至既有基礎頂(EL.62.0)作為冲刷基準面起算冲刷深度。關於烏溪三號橋各橋墩最大可能冲刷深度如表 2 所示。

表 2 國道 3 號烏溪三號橋各橋墩最大可能沖刷深度(補強前)

橋墩 編號	河床移動 Yt	長期沖刷 Yu	局部沖刷 Ys	束縮沖刷 Yc	最大可能沖刷深度 Yu+Yt+Ts+Yc	耐震沖刷 Yu+0.5*(Yt+Ts+Yc)
P44	0	3.77	0	0	3.77	3.77
P45	0	3.77	0	0	3.77	3.77
P46	0	3.77	0	0	3.77	3.77
P47	1.17	3.77	6.85	0.28	12.07	7.92
P48	1.17	3.77	6.01	0.23	11.18	7.475
P49	1.018	3.77	6.86	0.24	11.888	7.829
P50	1.018	3.77	6.61	0.24	11.638	7.704
P51	1.018	3.77	6.76	0.24	11.788	7.779
P52	0.81	3.77	6.44	0.2	11.22	7.495
P53	1.18	3.77	6.86	0.28	12.09	7.93
P54	1.19	3.77	6.87	0.28	12.11	7.94
P55	1	3.77	6.73	0.24	11.74	7.755
P56	1.02	3.77	6.75	0.25	11.79	7.78
P57	0.73	3.77	6.26	0.17	10.93	7.35
P58	1.43	3.77	7	0.34	12.54	8.155
P59	2.12	3.77	7.27	0.5	13.66	8.715
P60	1.61	3.77	7.09	0.38	12.85	8.31
P61	1.35	3.77	6.96	0.29	12.37	8.07

三、烏溪三號耐震補強設計

3.1 基礎補強方案

烏溪三號橋橋墩基礎之補強工法主要考量國內施作全套管基樁施工機具多、技術成熟且補強效率高等特點，因此選用增設樁徑 150 公分全套管基樁補強。另深槽區與高灘地基礎之耐震補強則考慮沖刷基準面及沖刷深度不同，採用兩種不同設計方法，如圖 6 所示。位於高灘地之橋墩 P44~P57 採用增樁擴基、基礎增厚 0.5 公尺補強；深槽區橋墩 P58~P61 則採基礎底向下增加 1.5 公尺增樁擴基補強，其中 P59 採用向下 3.7 公尺補強。

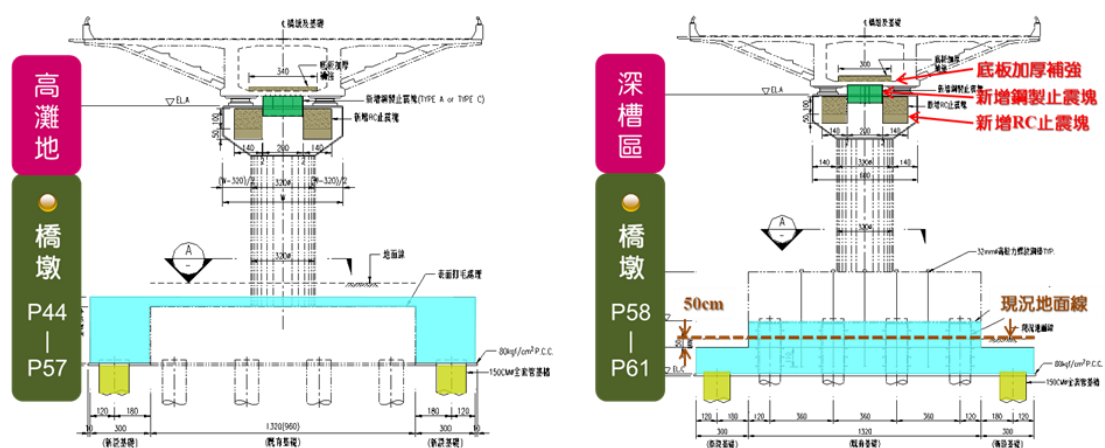


圖 6 烏溪三號橋增樁擴基補強示意圖

此外橋墩 P44~P61 基礎補強位置皆在現況河床面以下，橋墩基礎開挖採用明開挖且為避免河水流入開挖區，採用局部導水方法並配合局部抽水以利基礎補強。施工後河床進行復舊，無增加阻水情形，因此施工前後河川計畫洪水位相同，且主河槽範圍之橋墩基礎開挖於非汛期施作為原則，故施工中亦無增加阻水寬度。爰此施工前後橋墩最大可能沖刷深度推估值相同，即施工後「無」增加沖刷深度。

位於深槽區橋墩 P58~P61 除向下增樁擴基補強外，為避免河床持續沖刷影響橋墩基礎耐震性能，於基礎補強後採用 10 噸鼎型混凝土塊覆蓋河床作為護坦保護河床，詳圖 7。

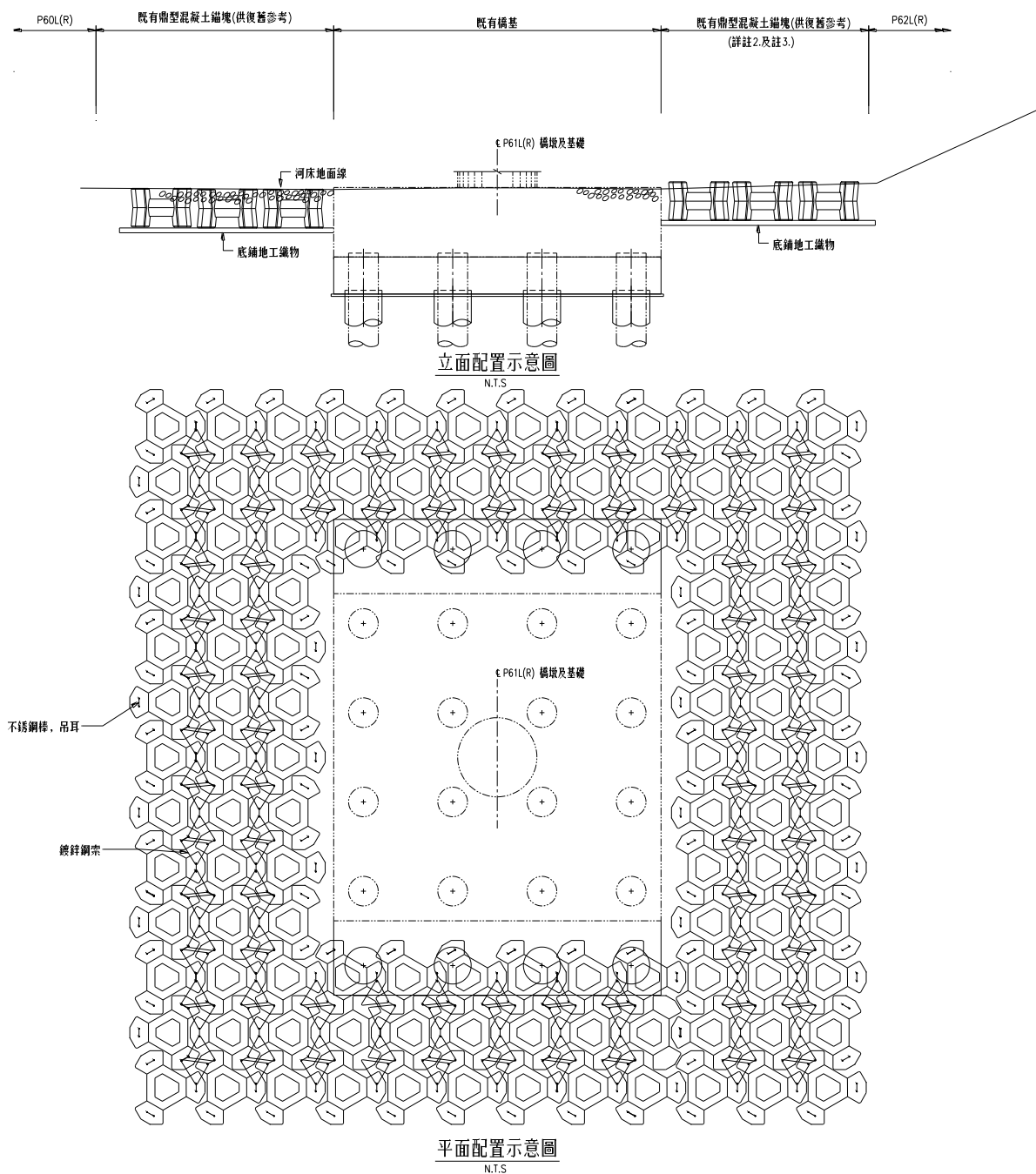


圖 7 烏溪三號橋橋墩鼎型混凝土塊配置示意圖

3.2 橋梁之沖刷檢測及維護

1. 檢測項目

針對橋梁沖刷檢測，應以橋墩所在河床(地表)或鼎塊頂面高程為主，原則上長期以不低於本工程沖刷演算設計河床高程為準，颱風暴雨後之短期內以不低於允許最大沖刷高程為準，相關高程詳表 3。

表 3 國道 3 號烏溪三號橋各橋墩沖刷演算設計河床高程及允許最大沖刷高程

橋梁名稱及編號		跨越 河川	橋墩編號	沖刷演算設計河 床高程(m)	允許最大沖刷 高程(m)
烏溪三號橋 N 烏溪三號橋 S	03212540BORN 03212540BORS	烏溪	P44L(R)	62.5	58.23
			P45L(R)	62.5	58.23
			P46L(R)	62.5	58.23
			P47L(R)	62.5	53.29
			P48L(R)	62.5	54.53
			P49L(R)	62.5	54.78
			P50L(R)	62.5	54.59
			P51L(R)	62.5	54.71
			P52L(R)	62.5	54.51
			P53L(R)	62.5	54.07
			P54L(R)	62.5	54.06
			P55L(R)	62.5	54.25
			P56L(R)	62.5	54.22
			P57L(R)	62.5	54.65
			P58L(R)	61.3	53.18
			P59L(R)	57.9	49.18
			P60L(R)	60.4	52.10
			P61L(R)	61.7	53.65
註：允許最大沖刷高程=沖刷演算設計河床高程-耐震評估補強設計沖刷考量深度。其中耐震評估補強設計沖刷考量深度係包括局部沖刷、束縮沖刷、河床質移動層、一般沖刷及回淤等機制之綜合效應影響深度。					

2. 基礎維護對策

於檢測時若有河床沖刷至本工程沖刷演算設計高程以下情形，或研判河床有持續下降情形時，應查明原因，並採用適當方法進行修復。

- (1) 局部保護：河床沖刷初期橋墩裸露尚不嚴重時可採用。
- (2) 河床保護：河床沖刷中期橋墩裸露較嚴重，局部保護已無法達到防止河床繼續下降時可採用。
- (3) 結構補強：河床經長期沖刷，橋基裸露嚴重致基礎承載能力不足、橋址結構存有破壞疑慮、橋址遭受漂流物撞擊或基礎已經損壞需要補強時可採用。

四、結論

為減少因沖刷造成洪災及地震災害，辦理橋梁耐洪或耐震補強施工所加之固床工、柱面及增樁基礎尺寸等，將可能因橋基阻水斷面加大，而造成橋址河床於洪水來時局部沖刷與束縮沖刷加劇，而增加橋墩橋基的沖刷深度，進而降低補強後梁耐洪與耐震能力。因此，河川橋耐補強設計，除須詳細考慮河道特性及高灘地與深槽區變遷範圍外，尚須考慮補強後之量體是否增加阻水斷面進而加劇橋基沖刷深度，於河床沖刷及橋梁耐震能力提昇間求得一個平衡點。

因此，河川橋耐震補強時應以「河橋共治」的理念，同時考量河川長期變化對橋梁安全所造成的影響及橋梁補強可能對河床沖刷及河川防洪治理之影響。

參考文獻

1. AASHTO (2014), LRFD Bridge Design Specifications, 7th editions, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.
2. 交通部，「公路橋梁耐震設計規範」，民國108年1月。
3. 交通部，「公路橋梁設計規範」，民國109年1月。
4. 交通部，「公路橋梁耐震評估與補強設計規範」，民國110年3月。
5. 交通部高速公路局，國道高速公路後續路段橋梁耐震補強工程（區段1-2）「工程細部設計報告」，民國107年8月。

耐洪及耐震能力提升工程(換底工法)

-以 M16 標國 1 中沙大橋為例

耐洪及耐震能力提升工程(換底工法)

-以 M16 標國 1 中沙大橋為例

摘要

國道 1 號中沙大橋跨越濁水溪，北起彰化縣溪州鄉，南至雲林縣西螺鎮，自民國 67 年 10 月完工，迄今已使用逾 40 年。橋址所在之濁水溪河床早期因河川受大量盜採砂石及河道長年沖刷之影響，河床逐年下降，造成中沙大橋橋基嚴重裸露，歷年除於橋墩基礎設置保護工外，另於下游處設置潛堰固床工，以避免橋址處沖刷加劇，影響橋梁結構安全，惟每逢汛期洪水沖刷過後，潛堰固床工仍發生損毀，須投入龐大經費進行維護。

考量長遠之計及極端氣候變遷，配合河川治理計畫並考量河川特性，進行中沙大橋橋墩 P11~P50 耐洪與耐震能力提升改善工程，期望以釜底抽薪方式根本解決目前中沙大橋河道區橋墩基礎裸露問題，於改建完成後無須再進行潛堰固床工維護。綜合考量 200 年重現期洪水之短期豪雨後基礎不裸露、施工中維持國道 1 號既有交通、未來中沙大橋上部結構改建可能性及施工中橋梁結構安全性，本文中敘述中沙大橋改善工程規劃及設計。

關鍵字: 中沙大橋、潛堰固床工、基礎裸露

一、前言

中沙大橋為國道 1 號跨越濁水溪之橋梁，原建橋於民國 67 年 10 月完工，民國 87~90 年辦理第一階段耐震補強工程，92~95 年配合中山高速公路員林至高雄路段拓寬工程三車道需求辦理第二階段拓寬補強(圖 1)。中沙大橋全長 2,345 公尺，全橋共有 67 跨，跨徑配置為 34.57+65@35+34.57 公尺(圖 2)。

橋址所在河段於 78~85 年間因砂石盜採情況嚴重及河道長年受沖刷影響，河床逐年下降及向源侵蝕，造成中沙大橋橋基嚴重裸露。於 81 年起陸續於橋墩基礎設置保護工，並於 86 年於下游處設置潛堰固床工，以避免橋址處沖刷加劇，惟自潛堰固床工完工後，歷經 90 年桃芝颱風、93 年敏督利颱風、96 年柯羅莎颱風、98 年莫拉克颱風(圖 3)，發生堰體潰決災害，潰決口處之束縮沖刷再引發向源侵蝕而致中沙大橋橋基裸露，每逢汛期洪水沖刷過後，仍須投入龐大經費辦理保護工及潛堰維修工作。

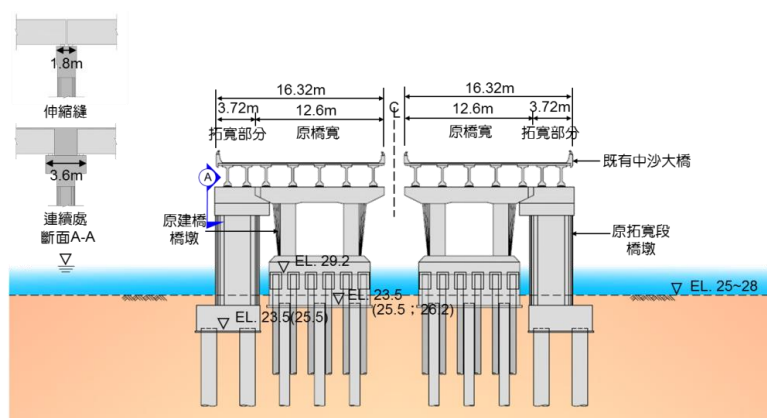


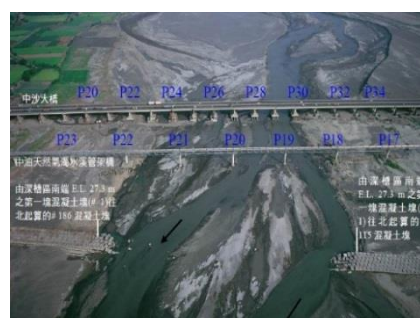
圖 1 中沙大橋現況斷面示意圖



圖 2 國道 1 號中沙大橋現況空照圖



96年柯羅莎颱風



二、工程規劃與設計

2.1 橋梁沖刷及基礎設置高程評估

考量改善工程完成後，於短期豪雨過後，橋墩基礎樁帽頂不裸露，並避免樁帽埋設深度過深將造成開挖深度過深施工不易，須合理評估基礎設置高程。

以 200 年重現期洪水評估中沙大橋改建後有、無下游潛堰固床工情況下橋墩之沖刷深度，並以經驗公式及局部沖刷經驗公式與 CCHE2D 水理動床模式兩種方式評估沖刷深度，相關說明如下：

1. 經驗公式：

橋墩沖刷深度=局部沖刷+河槽束縮沖刷深度+河床質移動層厚度+河床長期沖刷深度

2. 局部沖刷經驗公式與 CCHE2D 水理動床模式：

橋墩沖刷深度 = 局部沖刷(經驗公式)+輸砂模式+河床長期沖刷深度

以上述兩者評估所得最大沖刷深度(12.1m)作為結構設計之依據。

以 CCHE2D 水理動床模式，於 200 年重現期洪水之情況，歷時 48 小時進行模擬(圖 4)，於歷時終了時，經沖刷及回淤後之高程及河床現況高程，評估沖刷深度約為 3m。依目前河床高程最低點約 25m，考量深槽區河床之變動性及分析之不確定性，將基礎頂高程設置於 EL.20m(基礎底高程 EL.17m)，於豪雨過程歷經沖刷及回淤後，基礎樁帽應不致露出(圖 5)。

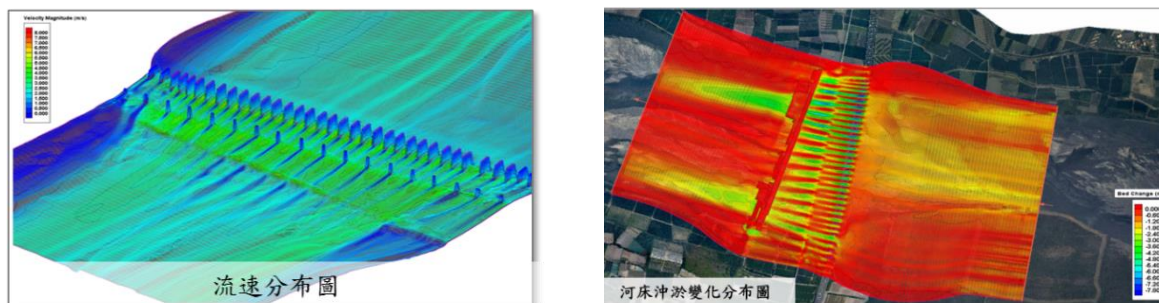


圖 4 中沙大橋 CCHE2D 二維動床輸砂模式沖淤分析

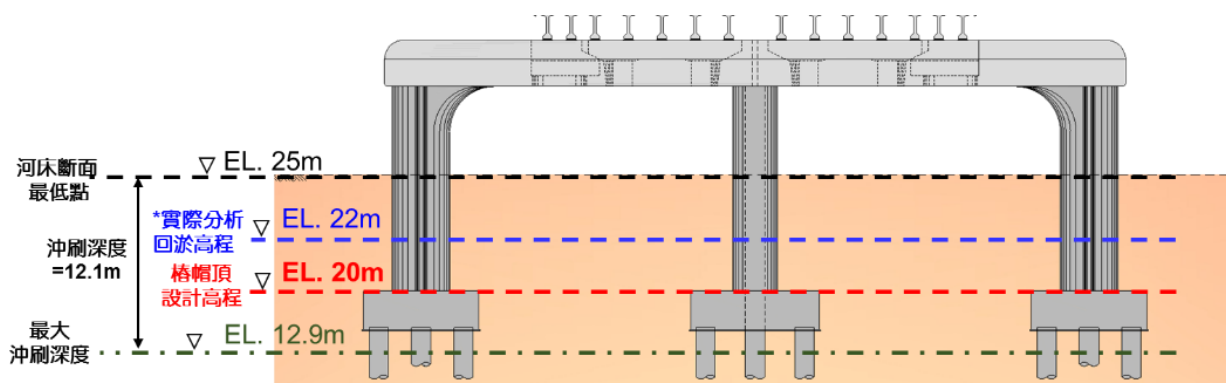


圖 5 中沙大橋沖刷及回淤高程示意圖

2.2 規劃考量

考量國道 1 號中沙大橋橋基嚴重裸露及未來下游潛堰固床工不再進行維護，規劃提升中沙大橋耐洪與耐震能力，以因應未來極端氣候變遷，改善工程規劃考量如下：

1. 改建時維持國道 1 號既有交通不中斷，改善工程施工期間，新建橋墩基礎開挖施作須避免原建橋墩基樁懸空裸露長度過長，造成承载力不足，影響既有橋梁結構安全。
2. 目前中沙大橋上部結構現況良好，仍應考量未來上部結構改建可能性，於未來上部結構改建期間，仍須維持國道 1 號既有交通，因此需考量預留足夠空間進行半半施工及交維改道。
3. 依「2.1 橋梁冲刷及基礎設置高程評估」所述，基礎頂高程設置於 EL.20m，短期豪雨過後樁帽不致露出，既有原建及拓建橋基礎高程無法滿足需求，故無法利用既有橋墩基礎以增樁擴基方式進行改善工程。

綜合上述考量，以先建後拆方式，於既有橋墩兩側及中間新增橋墩方式進行改建(圖 6)，可維持施工期間既有國道 1 號交通不中斷。於開挖施作新建橋墩基礎時，於新建橋墩基礎外側打設鋼板樁擋土，可避免造成既有橋墩基樁懸空裸露長度過長，影響既有橋梁安全。

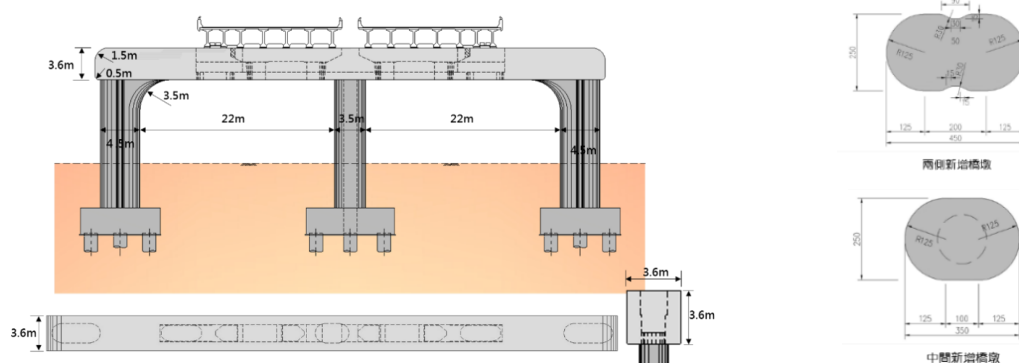


圖 6 中沙大橋改建完成後結構配置及斷面示意圖

2.3 設計方案評估

依據前述規劃考量，以先建後拆方式，於既有橋墩兩側及中間新增橋墩進行改建，因受限於既有原建橋間空間，無法進行新增中間橋墩基礎施作，須先行敲除原建橋橋墩與基礎後，方可進行施工。經考量工址現況、施工限制條件及安全性，研擬「配置帽梁臨時預力，配合 200cm ϕ 基樁」及「配置中間樁柱，配合 150cm ϕ 基樁」改善工程方案。

1. 方案一「配置帽梁臨時預力，配合 200cm ϕ 基樁」：

於兩側新增橋墩完工後，以新設帽梁包覆既有帽梁，待帽梁混凝土達到規定強度後，施拉第一階段臨時預力(圖 7)。保留拓寬橋橋墩，先敲除原建橋橋墩與基礎，提供足夠空間進行中間橋墩基礎與基樁施作。將基樁配置於帽梁投影面外，基樁施作無淨空不足之問題。於中間新增橋墩完成後，卸除第一階段預力，施拉第二階段帽梁永久預力後，拆除原拓寬段橋墩，完成中

沙大橋改建。本方案兩側新增橋墩基礎採 5 支 200cm ϕ 基樁，中間新增橋墩採 4 支 200cm ϕ 基樁(圖 8)。

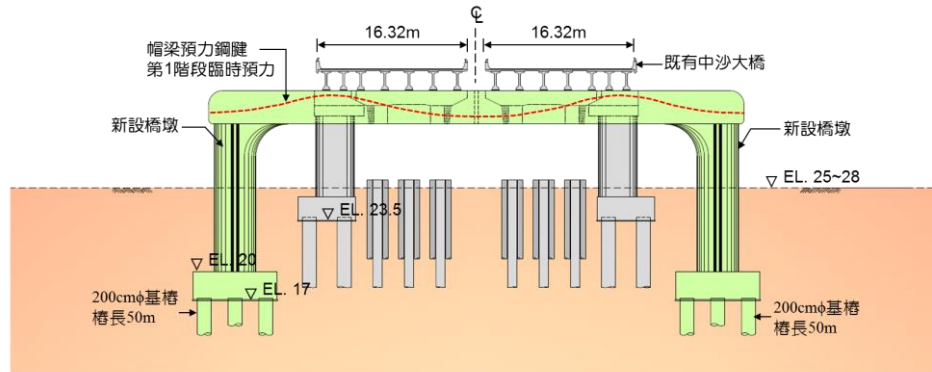


圖 7 「配置帽梁臨時預力，配合 200cm ϕ 基樁」-第一階段臨時預力示意圖

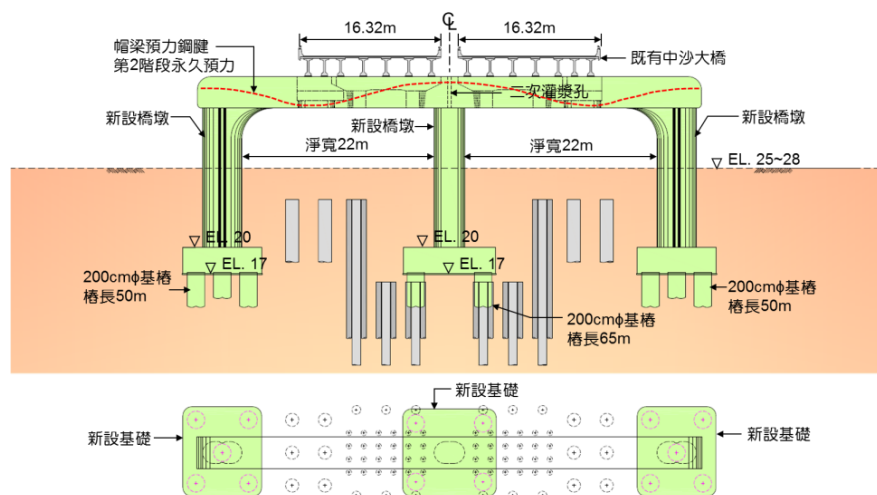


圖 8 「配置帽梁臨時預力，配合 200cm ϕ 基樁」-改建完成示意圖

2. 方案二「配置中間樁柱，配合 150cm ϕ 基樁」：

施作兩側新增橋墩施及中間樁柱，完成後以新設帽梁包覆既有帽梁，保留拓寬橋墩，敲除原建橋橋墩與基礎(圖 9)，提供足夠空間進行中間橋墩基礎與基樁施作。因先以中間樁柱支撐新設帽梁，無須施拉第一階段臨時預力。帽梁下基樁施作因有淨高限制，須採低淨空機具施作，於帽梁投影面外之基樁，無淨空限制，可採一般方式施作。於中間新增橋墩完成後，施拉帽梁永久預力，拆除原拓寬段橋墩，完成中沙大橋改建。本方案兩側新增橋墩基礎採 8 支 150cm ϕ 基樁，中間新增橋墩採 9 支 150cm ϕ 基樁(圖 10)。

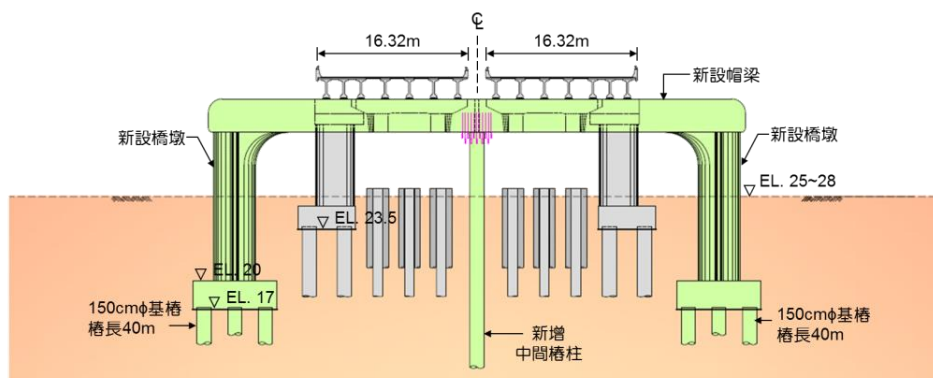


圖 9 「配置中間樁柱，配合 150cm ϕ 基樁」-中間樁柱示意圖

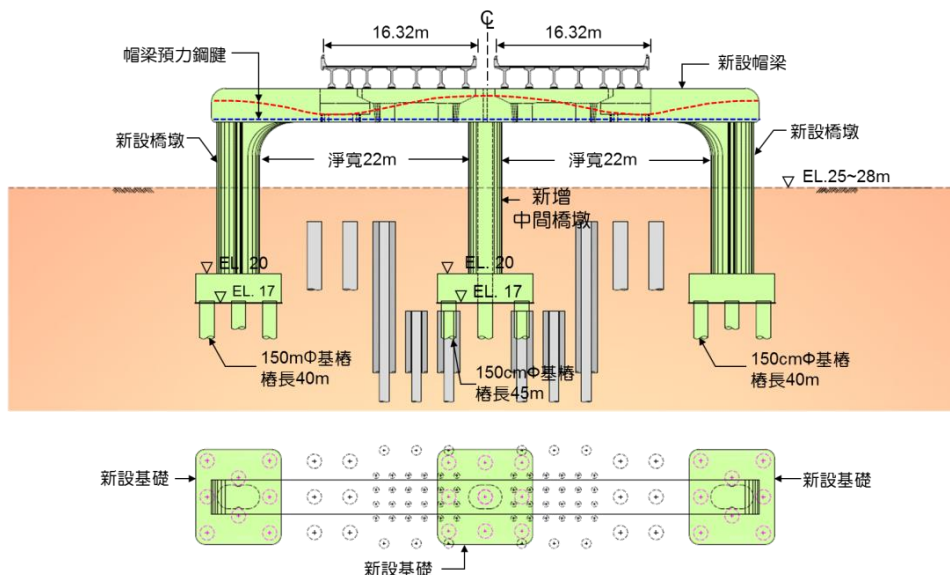


圖 10 「配置中間樁柱，配合 150cm ϕ 基樁」-改建完成示意圖

方案一「配置帽梁臨時預力，配合 200cm ϕ 基樁」與方案二「配置中間樁柱，配合 150cm ϕ 基樁」評估比較如表 1。

經分析評估檢討，方案二「配置中間樁柱，配合 150cm ϕ 基樁」以樁柱作為臨時支撐，無須施工中臨時預力，安全性較佳，預力需求較少，帽梁量體相對較小，且經費較方案一「配置帽梁臨時預力，配合 200cm ϕ 基樁」節省，故採「配置中間樁柱，配合 150cm ϕ 基樁」方案進行本工程規劃與設計。

2.4 改善工程施工規劃與設計

採先建後拆方式「配置中間樁柱，配合 150cm ϕ 基樁」方案，於兩側及中間新增橋墩進行中沙大橋下部結構改建。

因基礎頂高程設置於 EL.20m(基礎底高程 EL.17m)，河床現況高程 EL.25m~28m，新建橋墩

基礎施作時，開挖深度達 8~11m，將致使原建橋墩基樁懸空裸露長度過長，造成承載力不足，影響施工階段橋梁安全。規劃以土堤改水方式，改變深槽區水路後，清除及破除早期為保護橋基、防止淘刷所拋設鼎型塊及石籠等保護工。新建橋墩基礎施工時，於基礎外側打設鋼板樁擋土，以避免造成既有橋墩基樁懸空裸露長度過長，影響橋梁安全。

兩側新增橋墩基樁施作無淨高限制，可採一般機具施作。兩側新增橋墩施工時，同時施作中間樁柱作為後續新設帽梁之臨時支撐，樁柱完成後新設帽梁包覆既有帽梁，先保留拓寬橋墩，敲除原建橋墩與基礎，即有足夠空間進行中間橋墩基礎與基樁施作，中間新增橋墩基樁施作因有淨高限制，採低淨空機具施作，中間橋墩於設計上，以中空橋墩進行考量。

兩側新增橋墩為 4.5m、寬 2.5m 之長圓型，基礎為 8 支 150cm ϕ 基樁(樁長 40m)；中間新增橋墩為 3.5m、寬 2.5m 之長圓型，基礎為 9 支 150cm ϕ 基樁(樁長 45m)，因切除原橋墩柱後主筋裸露，其墩柱範圍將施作環氧樹脂砂漿塗布防止主筋銹蝕，以替代保護層功能。詳細施工步驟(圖 11~圖 17)說明如下：

步驟一：清除既有保護工，以利後續鋼板樁打設及基樁施工；於連續端帽梁兩側架設支撐架及千斤頂支撐原拓建部分預力 I 型梁，以鏈鋸切除連續處帽梁部分帽梁並移除既有橡膠支承墊。

步驟二：於新設帽梁預留中間新增橋墩鋼筋及續接器，澆置新設帽梁混凝土，新設帽梁包覆既有橋墩帽梁，與中間樁柱固接，並預留新增中間橋墩二次灌漿孔；新設帽梁完成後，復原拓建橋預力 I 型梁橡膠支承墊；施拉帽梁第一階段預力。

步驟三：新設帽梁混凝土強度達 350kgf/cm² 後，以鏈鋸切除原建橋墩後，敲除橋墩及樁帽使既有基樁頭露出，確認新設基樁與既有基樁相關位置，確認新設計基樁施工可行性。

步驟四：確認新設基樁與既有基樁無衝突後，施作中間新增橋墩基樁；打設鋼板樁並開挖，破除基礎施工範圍內之既有基樁，施作中間新增橋墩及基礎，包覆原中間樁柱，澆注橋墩至新設帽梁底 6m 處，並預留後續搭接之鋼筋。

步驟五：施作與步驟 4 中間新增橋墩預留搭接鋼筋搭接後，由帽梁預留二次灌漿孔澆置混凝土，中間新增橋墩與新設帽梁固接。

步驟六：施拉帽梁第二階段預力。

步驟七：以鏈鋸切除原拓寬段橋墩後，敲除橋墩及樁帽。

表 1 中沙大橋耐洪與耐震能力提升方案評估表

方案	「配置帽梁臨時預力，配合200cm ϕ 基樁」	「配置中間樁柱，配合150cm ϕ 基樁」
考量	配合帽梁臨時預力，原建橋橋墩及基礎完全拆除後再行施作中間橋墩	於原建橋橋墩間先打設樁柱作為帽梁支撐，不須設置臨時預力
內容	<ol style="list-style-type: none"> 1.兩側及中間新設橋墩及基礎 2.新設帽梁包覆既有原橋及拓建之帽梁 3.帽梁施拉第一階段臨時預力及第二階永久預力 4.敲除既有原橋及拓建橋墩 5.採200cmϕ基樁 	<ol style="list-style-type: none"> 1.兩側及中間新設橋墩及基礎 2.新設帽梁包覆既有原橋及拓建之帽梁 3.中間樁柱作為臨時支撐，帽梁僅施拉永久預力 4.敲除既有原橋及拓建橋墩 5.樁柱與樁帽接合處理 6.採150cmϕ基樁
評估說明	<ol style="list-style-type: none"> 1.施工中須配合施拉臨時預力，配合預力套管及端錨配置需求，帽梁量體相對較大 2.基樁不作為臨時樁柱，與樁帽連結無須特別處理 3.施工中臨時預力完工後即無功用，較不經濟。中間橋墩完成以前，帽梁變位量較大，活載重變位量約5mm 4.中間新增橋墩基樁配置於帽梁投影面外，基樁施作無淨空不足之問題 	<ol style="list-style-type: none"> 1.以樁柱作為臨時支撐，無須施工中臨時預力，安全性較佳，預力需求較少，帽梁量體相對較小 2.中間樁柱亦作為永久基樁，與樁帽連結須特別處理 3.無須配置施工中臨時預力，較為經濟。配合樁柱支撐，施工期間帽梁變位量較小，活載重變位量約3mm 4.中間新設橋墩基樁配置於帽梁下基樁因有淨高限制，採低淨空機具施作，配置於帽梁投影面外之基樁，施作無淨空不足之問題。
經費	較高	較低
工期	較短	較長

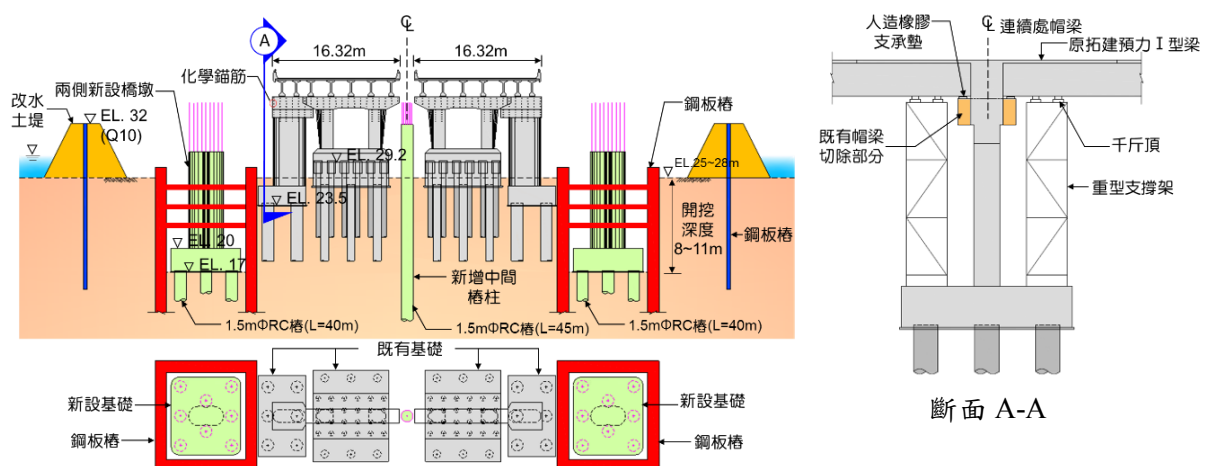


圖 11 中沙大橋改建工法施工步驟示意圖(1/7)

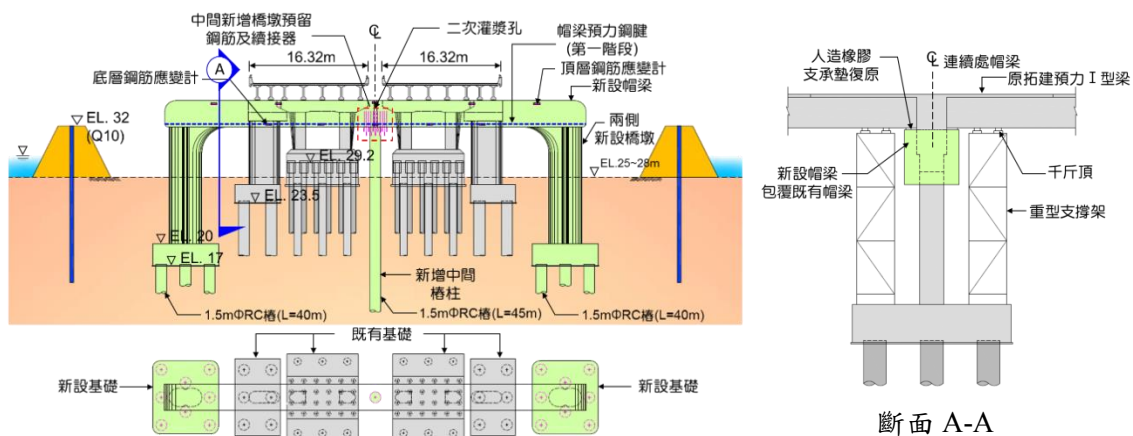


圖 12 中沙大橋改建工法施工步驟示意圖(2/7)

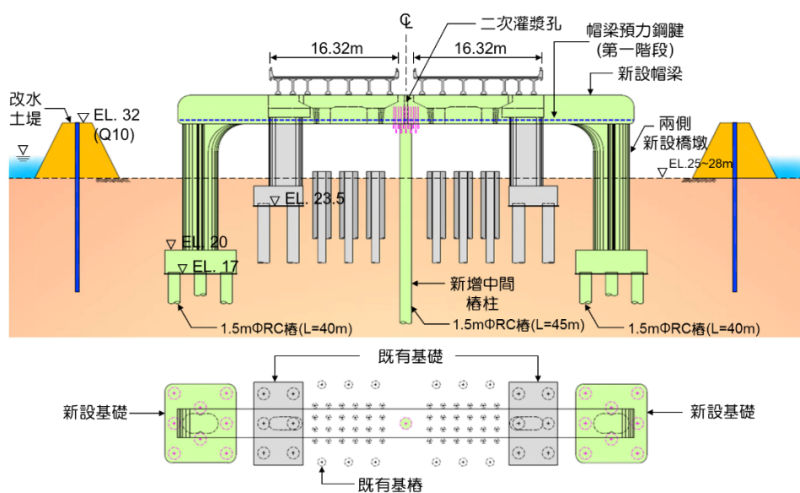


圖 13 中沙大橋改建工法施工步驟示意圖(3/7)

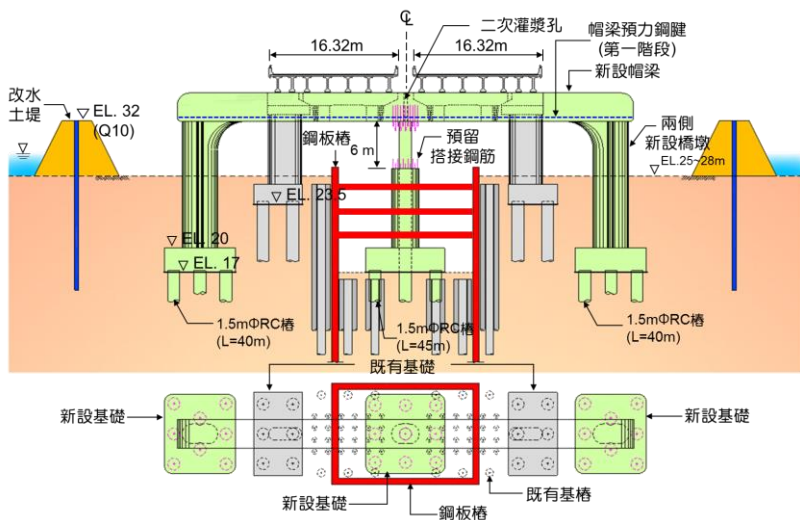


圖 14 中沙大橋改建工法施工步驟示意圖(4/7)

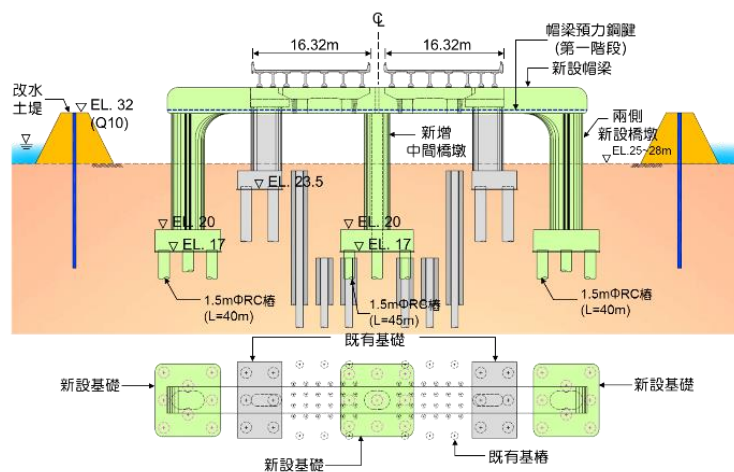


圖 15 中沙大橋改建工法施工步驟示意圖(5/7)

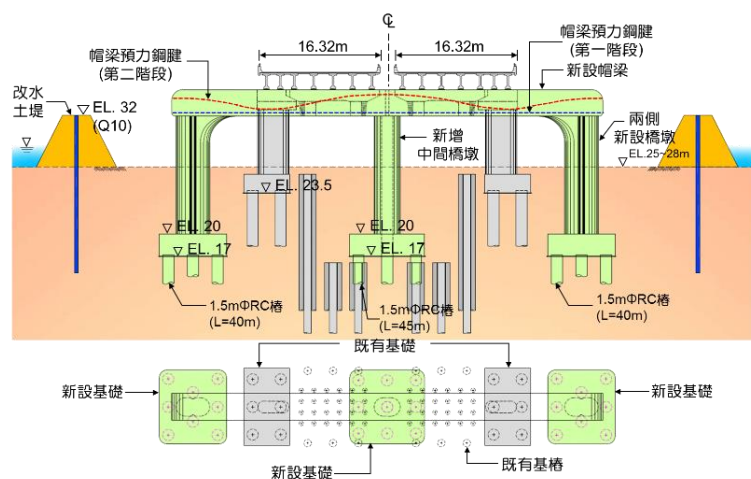


圖 16 中沙大橋改建工法施工步驟示意圖(6/7)

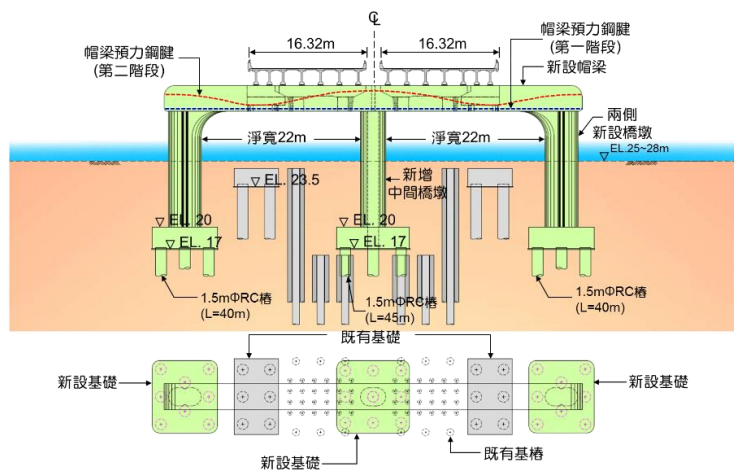


圖 17 中沙大橋改建工法施工步驟示意圖(7/7)

三、結論

中沙大橋耐洪與耐震能力提升改善工程以釜底抽薪之方式根本解決目前中沙大橋河道區橋墩基礎裸露問題，以 200 年重現期洪水沖淤分析進行評估，將基礎設置高程適度埋深，可因應未來全球氣候變遷之極端情況，並依據 107 年 12 月修訂，108 年 1 月公告之「公路橋梁耐震設計規範」設計，確保橋梁結構安全，改善後下游潛堰固床工即無須進行維護。同時，亦考量未來上部結構改建可能性，並進行結構量體景觀優化，完工後達成撙節經費、安全提昇、景觀調和及放眼未來之目標。

參考文獻

1. 交通部高速公路局中區養護工程處，國道 1 號中沙大橋耐洪能力提升或改建可行性研究工作報告書，2016。
2. 林俊和、胡傑信、吳政翰，臺 88 線萬大大橋耐震補強工程施工與成果驗證，臺灣公路工程，41(5)，第 2-30 頁，2015。
3. 林曜滄、陳光輝、張志斌、游明益，橋梁換底工法於耐震補強之應用-以臺 3 線烏溪橋橋基改建工程為例，第十屆中華民國結構工程研討會，Paper No. 131，2010。
4. 張荻薇、林曜滄、張志斌、張志斌、蔡建民、賴震川、張肇華，橋梁耐震補強工法之創新與應用，中華技術，第 111 期，第 86-101 頁，2016。
5. 林俊和、胡傑信、蕭天任，臺 88 線萬大大橋橋梁先建後拆換底工法設計與分析，第 42 卷第 1 期，第 67-72 頁，2015。

直接基礎置換為樁基礎

-以 M37C 標國 3 梅林溪排水橋為例

直接基礎置換為樁基礎

-以 M37C 標國 3 梅林溪排水橋為例

摘 要

部分橋梁於河川行水區設置直接基礎，因環境變遷與河床逐年下降，恐有基礎板底部承載層沖蝕疑慮，為一併辦理橋梁基礎耐震與耐洪能力的提昇，可考慮採用基礎置換工法(或稱換底工法)，惟一般換底工法適用於既有基礎為深基礎之結構，本文以國道 3 號高速公路「梅林溪排水橋」為例，說明直接基礎置換為樁基礎之施工步驟及方法。

關鍵字：直接基礎換底工法

一、前言

近年來氣候變遷，強降雨不斷，於民國 98 年 8 月 8 日之莫拉克颱風更帶來空前的降雨量，沖毀南臺灣百餘座大小橋梁，高速公路耐震補強計畫除依公路橋梁耐震設計規範進行耐震評估外，另一併考量河川沖刷影響，若有耐震或耐洪能力不足之基礎，一般採增樁托底方式進行補強，惟新舊樁帽的巨大量體將加劇對河床的沖刷，故針對沖刷量較大且影響橋梁安全之基礎，可採「基礎置換工法」將基礎下降或縮小基礎量體以減少沖刷影響。

基礎置換工法依施工步驟分為「先拆後建」及「先建後拆」2 種方式，「先拆後建」係先以臨時重型支撐架支撐上部結構，拆除既有基礎後重建新基礎，完成基礎置換；「先建後拆除」則係於既有基礎外側新建永久下部結構，以永久下部結構支撐既有上部結構後拆除既有基礎及墩柱，完成整體下構置換。惟現行基礎置換多為樁基礎置換為樁基礎。本文以國道 3 號高速公路「梅林溪排水橋」為例，說明直接基礎置換為樁基礎之施工步驟及方法。



圖 1 先拆後建施工案例



圖 2 先建後拆施工案例

二、直接基礎置換為樁基礎

2.1 梅林溪河川橋結構配置及評估結果

本橋位於雲林縣斗六市內(里程 263k+949.6~264k+361.6)，跨梅林溪，跨徑配置為 26+9@40+26 公尺，橋長 412 公尺，為單一振動單元。原設計係依交通部公路橋梁設計規範 76

年版辦理，各墩基礎均採直接基礎，基礎尺寸分成 3 種：6x10m、15x12m 及 14x11m。

經評估梅林溪排水橋直接基礎於設計及最大考量地震力情況下，部分直接基礎縱向及橫向穩定性不足，須進行基礎補強。且梅林溪因上游施作湖山水庫，導致本橋有長期沖刷潛勢(P4、P5 及 P7 已有護岸保護)，其深槽區(P6 橋墩處)覆土自完工時之 EL.91m 下降至 EL.87.62m，經水理分析最大可能沖刷高程為 EL.81.45m，將低於既有直接基礎底高程(EL.83.0m)，橋梁面臨沖刷風險，故需辦理補強工作，梅林溪河川橋立面圖及現況如圖 3 及圖 4 所示。

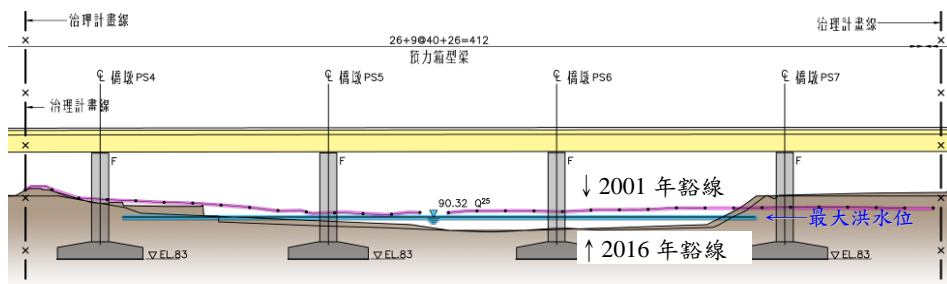


圖 3 梅林溪河川橋立面圖



圖 4 梅林溪河川橋現況

既有 P6 基礎尺寸為 14x11m，若於既有基礎外直接新設全套管基樁之增樁托底方式補強，除增加阻水斷面外，當既有直接基礎底部承載層遭淘空後，既有基礎板撓曲強度不足，無法滿足本案預期之補強性能，詳圖 5。故本案建議採基礎置換工法，將直接基礎置換為樁基礎，除提昇承載、耐震能力外，亦縮小基礎阻水斷面，增加其耐洪能力。

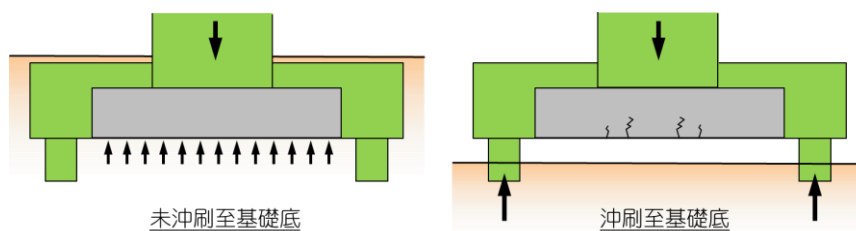


圖 5 增樁托底方案引致基礎撓曲強度不足示意圖

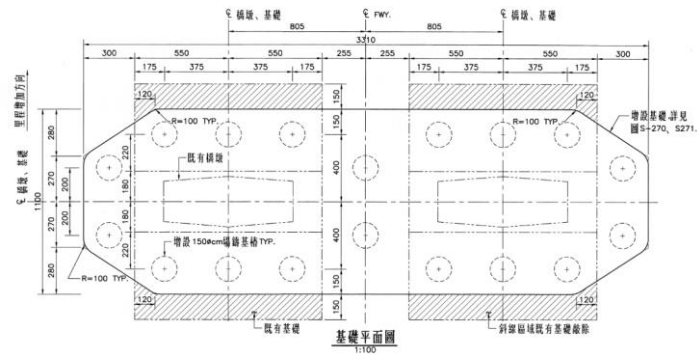


圖 6 梅林溪基礎置換工法平面圖

2.2 基礎置換施工步驟

施工方式係採重型支承架方式轉移部分上部結構重量(50%橋梁自重)，待力量轉移後方可切除部分既有基礎板；騰出空間進行全套管基樁施作，將新設基樁與既有基礎板連結後即為南北向各自獨立基礎。

完成各自獨立基礎後即可進行既有基礎下方土壤清除，進行永久基礎底板鋼筋綁紮及混凝土澆鑄作業，完成基礎置換工作，詳細施工步驟如下所述：

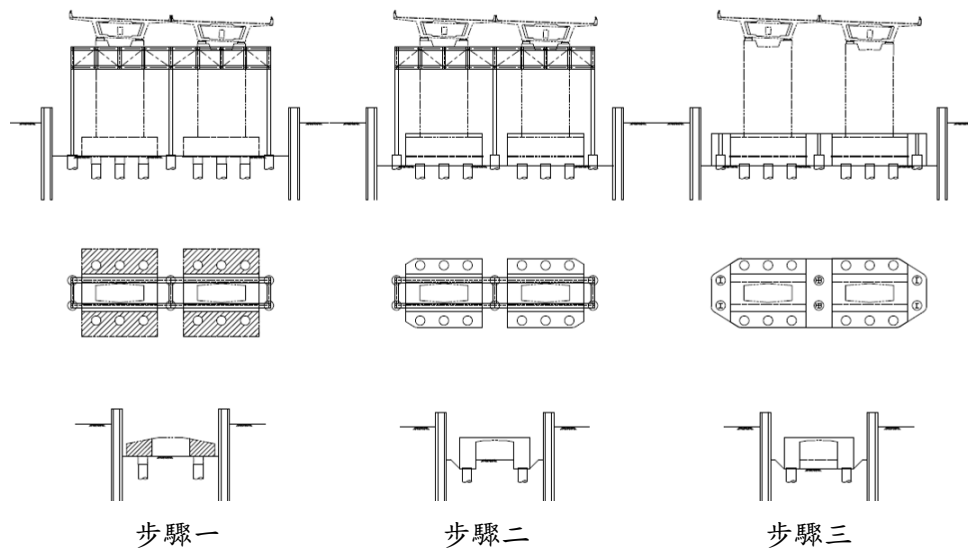


圖 7 梅林溪基礎置換施工步驟圖

步驟一：於既有基礎兩側及中間施作全套管基樁，並於基樁中埋置H型鋼作為臨時支撐柱，並組立臨時重型支撐橫梁轉移部分上部結構重量於已施作完成之基樁上。完成力量轉移後即可切除墩柱外側之既有直接基礎，並於既有墩柱外側施作全套管基樁。

步驟二：完成全套管基樁後，局部降挖；透過植筋將柱底保留之既有基礎與新設之全套

管基樁進行連接。

步驟三：全面降挖後將南北兩向基礎及臨時支撐架基礎聯合為一整體基礎，完成基礎置換工作。



設置重型支撐架



切除部分基礎



增設全套管基樁



基樁與既有基礎連結



基礎聯合



完工復舊

圖 8 施工現場照片

完成之基礎板阻水尺寸由 14m 縮減至 11m；基礎型式亦由原來之直接基礎置換為樁基礎，避免直接基礎下方淘刷導致影響橋梁安全之危害。

三、結論

近年橋梁受極端氣候影響，部分橋梁有基礎裸露及耐洪能力不足情形，故國內發展出「換底工法」，惟前揭換底工法均為樁基礎置換，或採改變橋墩結構型式方式辦理，本文提出一在不改變橋墩結構型式情況下進行既有直接基礎置換為樁基礎之工法。

透過臨時支撐及分階段施工方式將南北兩向獨立之直接基礎置換為南北聯合之樁基礎，亦有效縮小整體阻水面積，進而增加橋梁耐震與耐洪能力。

參考文獻

1. 交通部，「公路橋梁耐震設計規範」，民國108年1月。
2. 交通部，「公路橋梁耐震評估與補強設計規範」，民國110年3月。
3. 國家地震工程研究中心，「公路橋梁耐震性能設計規範研究（第2期）（上冊、下冊）」，民國101年12月。

4. 中華民國結構工程學會，「公路橋梁耐震性能設計規範草案複審成果報告書」，民國102 年11 月。
5. 交通部臺灣區國道高速公路局，國道高速公路後續路段橋梁耐震補強工程（區段1-1）「細部設計報告(第M37C標)」，民國106年6月。

依地質特性考量之補強對策

基礎耐震評估考量基礎阻尼常數折減係數 C_D

-以 M38FZ 標國 10 號高雄環線高架(二)橋為例

基礎耐震評估考量基礎阻尼常數折減係數 C_D

-以 M38FZ 標國 10 號高雄環線高架(二)橋為例

摘 要

高速公路屬於生命線救災道路，為避免震後橋梁產生過大變形及易於巡檢，原則不考慮基礎阻尼常數折減係數 C_D 值，惟基礎補強因受限空間、交通及重大管線等議題無法進行補強者，經同意後方可採用基礎阻尼折減，據以降低基礎結構檢核之需求。基礎系統經側推分析得非線性側推曲線，依「公路橋梁耐震評估與補強設計規範」對於等級 II 及等級 III 地震，若基礎之降伏譜加速度 S_{ayF} 小於由柱底傳來之耐震檢核設計譜加速度 S_{acF} 且橋基為深基礎型式如樁基礎、沉箱(井式)基礎及地下連續壁基礎等時，據以檢核基礎結構塑性率與變位之設計譜加速度 S_{acF} 取為柱底傳遞至基礎之地震水平譜加速度，但不必大於對應等級地震之地震水平譜加速度係數 ($S_{a,II}$ 或 $S_{a,III}$) 乘以基礎阻尼常數折減係數 C_D 值，並與橋柱底產生塑鉸時之作用力比較並取小值，以及基礎板之慣性力亦乘以 C_D 值，據以降低基礎結構檢核之需求。其中基礎阻尼常數折減係數 C_D 值參照日本道路協會「道路橋示方書-耐震設計編」平成 8 年版(1996 年)至今平成 29 年版(2017 年)，考量深基礎於大地震作用時，由於埋置深度較深，可期待其往側向地盤振動能量耗散，以及基礎系統於側推曲線所訂定之降伏點前期間，基礎構件發生塑性化及地盤阻抗之非線性行為所引起之能量吸收，訂定基礎阻尼常數折減係數 C_D 值為 $2/3$ ，據以降低基礎結構檢核之需求。

關鍵字：橋梁耐震補強、基礎補強、基礎阻尼。

一、橋梁基本資料

1.1 M38FZ 標國道 10 號高雄環線高架(二)橋

M38FZ 標國 10 高架(二)橋於 89 年 3 月完工，橋址位於高雄市仁武區，起訖里程為 2k+423~7k+979，其中以第 15 單元(橋墩 P123~P129)為例，其跨徑配置為 2@39m+43m+3@39m，全長 238m，橋梁立面配置圖詳圖 1。

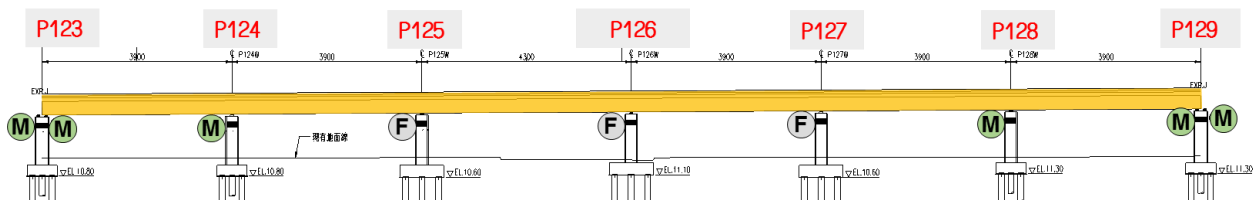


圖 1 國 10 高架(二)橋第 15 單元立面配置圖

1.2 橋址地震力考量

依據交通部 108 年版「公路橋梁耐震設計規範」及 110 年版「公路橋梁耐震評估與補強設計規範」，國 10 高架(二)橋範圍(高雄市仁武區)之地震微分區屬第三類地盤，並近旗山斷層，且須依「公路橋梁耐震設計規範」第二章之規定計算水平譜加速度， S_S^{II} 、 S_1^{II} 、 S_S^{III} 及 S_1^{III} 分別為 0.80、0.45、1.00 及 0.55， $N_{A,II}$ 、 $N_{V,II}$ 、 $N_{A,III}$ 及 $N_{V,III}$ 分別為 1.08、1.09、1.09 及 1.16。

二、橋梁耐震能力評估

2.1 橋梁整體耐震能力評估及補強

本計畫依據民國 110 年「公路橋梁耐震評估與補強設計規範」進行橋單元耐震能力評估，以第 15 單元(橋墩 P123~P129)為例進行分析與探討。依據橋梁竣工圖，採 SAP2000 商用軟體建模並執行側推分析法(Pushover Method)，以檢核橋梁結構之耐震能力。橋梁單元進行側推分析後，其耐震性能區分為等級 I 地震 SP1、等級 II 地震 SP2 和等級 III 地震 SP3。依據耐震補強規範規定，重要橋梁和一般橋梁須進行等級 II 地震之檢核；本計畫橋梁均為國道重要橋梁，對於發生災害時具緊急救災的功能，若在地震中損壞，對區域交通路網、震後緊急救災與經濟發展，將可能會造成大規模的衝擊，因此，本計畫國道橋梁亦須進行等級 III 地震之檢核。

國 10 高架(二)橋，經評估後其縱向整體耐震能力不足，等級 II 及等級 III 地震之耐震能力 C/D 值分別為 0.84 及 0.81，需進行補強，如圖 2 所示。

研析本橋梁單元整體耐震能力不足之主因，主要為新頒耐震規範中新增旗山斷層，造成地震力需求增加，導致縱向容許韌性比與耐震能力不足。因此，採橋柱鋼筋混凝土包覆方式進行圍束補強，補強後可符合規範規定之等級 II 和等級 III 地震力檢核，如圖 3 所示。

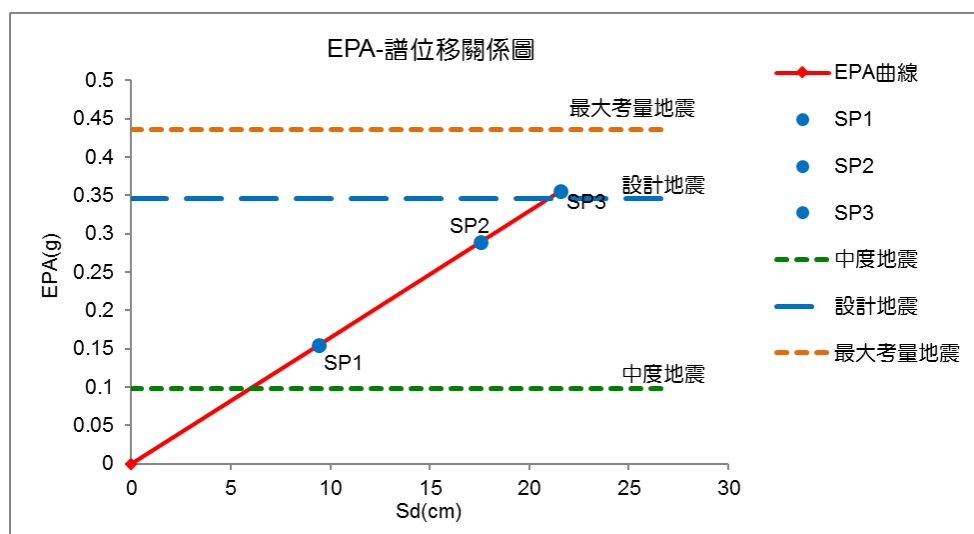


圖 2 國 10 高架(二)橋單元縱向補強前耐震能力評估結果

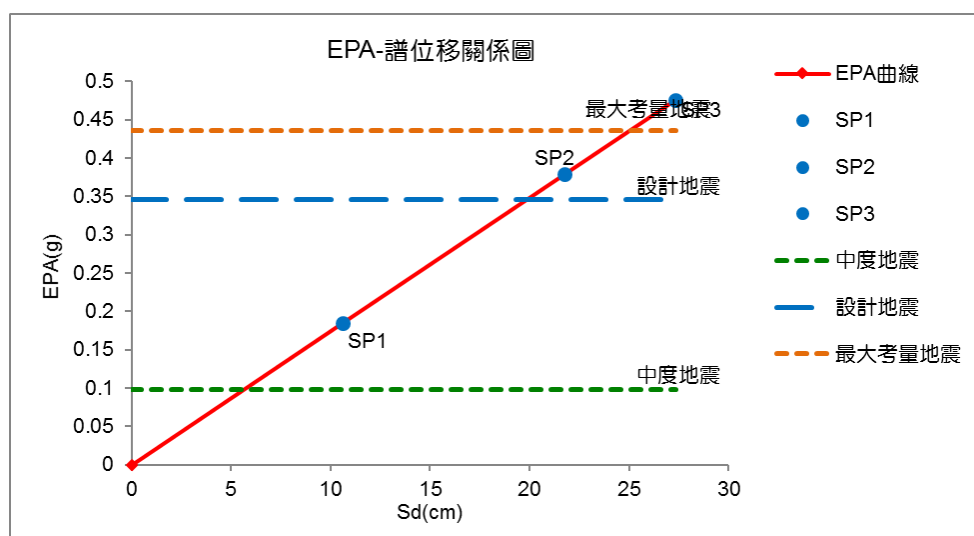


圖 3 國 10 高架(二) 橋單元縱向於橋柱圍束補強後耐震能力評估結果

2.2 M38FZ 標國 10 高架(二)橋樁基礎耐震能力評估

本計畫依據民國 110 年「公路橋梁耐震評估與補強設計規範」進行基礎耐震能力評估，以 P127 橋墩基礎為例進行分析與探討。

P127 橋墩為鉸接端，下部結構採單柱式 RC 截角矩型橋墩，長寬為 2.2m×2.2m，鋼筋比約為 1.08%，墩柱高約 8m。基礎採用樁基礎，基樁直徑為 120cm 場鑄基樁，基樁長度為 35.5m，基樁配筋為 24-29 ϕ 。其配置如圖 4 所示。

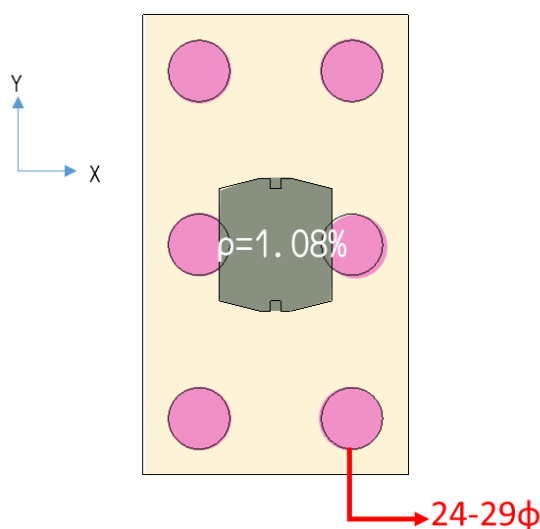


圖 4 P127 橋墩基礎配置

2.2.1 橋墩樁基礎耐震能力評估

P127 橋墩樁基礎分析時，於基樁樁頭最大彎矩範圍設定連續塑鉸並進行基礎側推分析，如

圖 5 所示。將其評估結果利用等能量原理將彈性地震力之三角形面積轉換為非彈性位移，如圖 6 所示。依據 110 年耐震補強規範表 C4-3 中於等級 II 及等級 III 地震之場鑄基樁容許塑性率為 3.0 及 6.0，經由基礎側推分析得其等級 II 及等級 III 地震之容許塑性率(μ)分別為 $5.11 > 3.0$ 及 $7.68 > 6.0$ ，結果皆為 N.G.；另依據耐震補強規範 C4.4.7 節基礎頂部容許傾斜量為 0.02rad. ，評估結果等級 II 及等級 III 之基礎頂轉角分別為 $0.0204 > 0.02$ 及 $0.032 > 0.02$ ，結果亦皆為 N.G.。評估結果如表 1 所示。

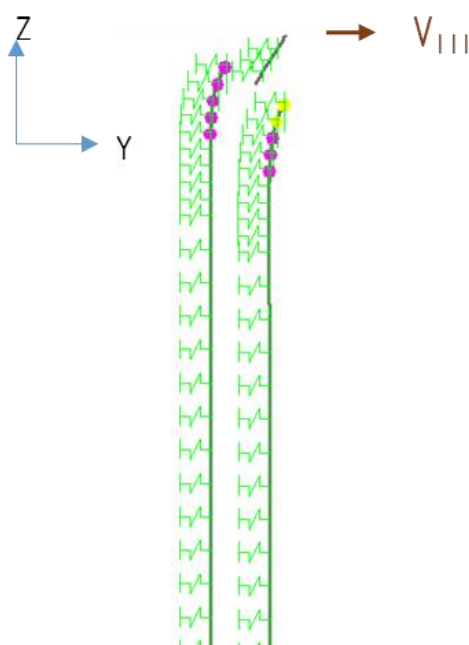


圖 5 基樁樁頭範圍設定連續塑鉸

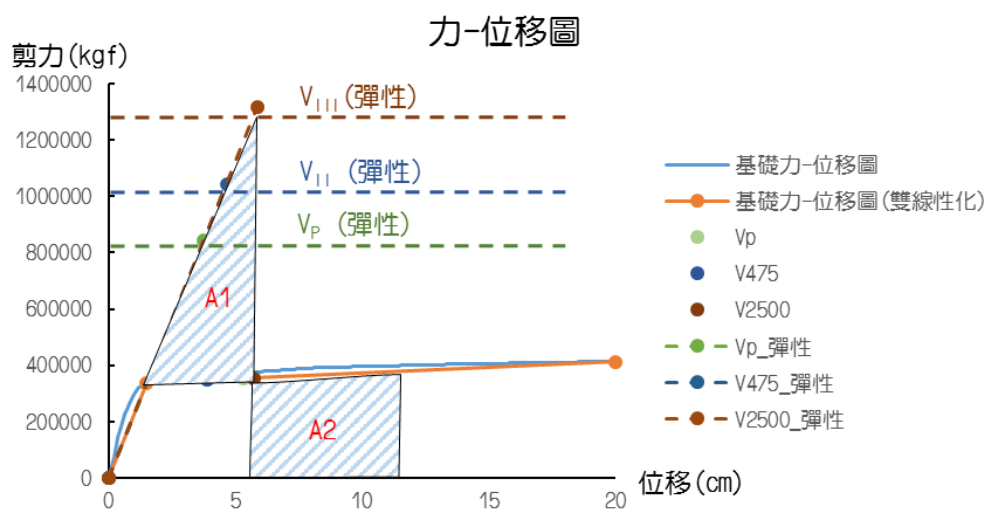


圖 6 力-位移圖利用等能量原理轉換結果

表 1 評估結果

	容許塑性率(μ)	基礎頂轉角
等級II地震	5.11>3.0 (N.G.)	0.0204>0.02 (N.G.)
等級III地震	7.68>6.0 (N.G.)	0.032>0.02 (N.G.)

2.2.2 考量基礎阻尼進行基礎耐震能力評估

有關基礎阻尼常數折減係數 C_D 值係參照日本道路協會「道路橋示方書-耐震設計編」平成 8 年版(1996 年)至今平成 29 年版(2017 年)之相關規定，若基礎降伏強度小於橋柱底產生塑鉸作用力，於大地震作用時基樁會優先發生塑鉸進入基礎塑性容量之情況下(如圖 8)，考量深基礎於大地震作用時，由於埋置深度較深，可期待其往側向之地盤振動能量耗散，以及基礎系統於側推曲線所訂定之降伏點前期間，基礎構件發生塑性化及地盤阻抗非線性行為所引起之能量吸收，訂定基礎阻尼常數折減係數 C_D 值為 $2/3$ ，據以降低基礎結構檢核之需求，詳圖 7 及圖 8 所示。

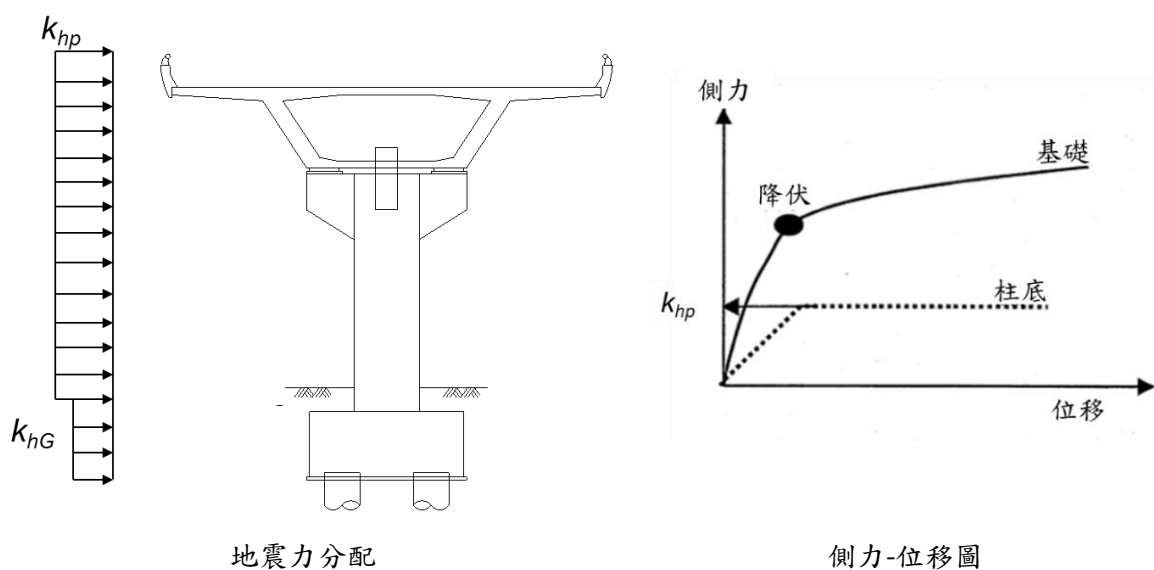


圖 7 基礎降伏強度大於橋柱底產生塑鉸之地震作用力

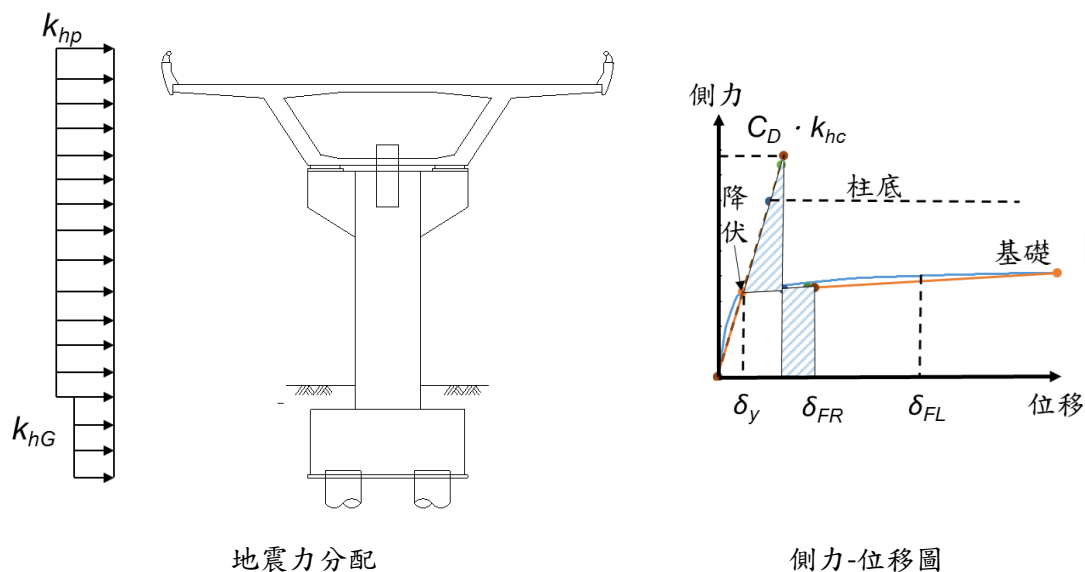


圖 8 基礎降伏強度小於橋柱底產生塑鉸之地震作用力

因 P127 橋墩基礎側推曲線已進入基礎系統之塑性容量，可考量基礎系統降伏點前期間之地盤振動能量耗散，將彈性地震力 V_{II} 、 V_{III} 乘以基礎阻尼常數折減係數 C_D 值 $2/3$ 進行基礎側推分析，並與橋柱底產生塑鉸時之作用力比較並取小值，以及基礎板之地表水平譜加速度作用力亦乘以 C_D 值折減，並將其評估結果利用等能量原理將彈性地震力之三角型面積轉換為非彈性位移，如圖 9 所示。透過評估成果進而求得其等級 II 及等級 III 之容許塑性率(μ)分別為 $2.59 < 3.0$ 及 $3.8 < 6.0$ ，結果皆為符合容許值；另等級 II 及等級 III 之基礎頂轉角分別為 $0.011 < 0.02(\text{rad})$ 及 $0.016 < 0.02(\text{rad})$ ，結果亦皆為符合容許值。評估結果如表 2 所示。

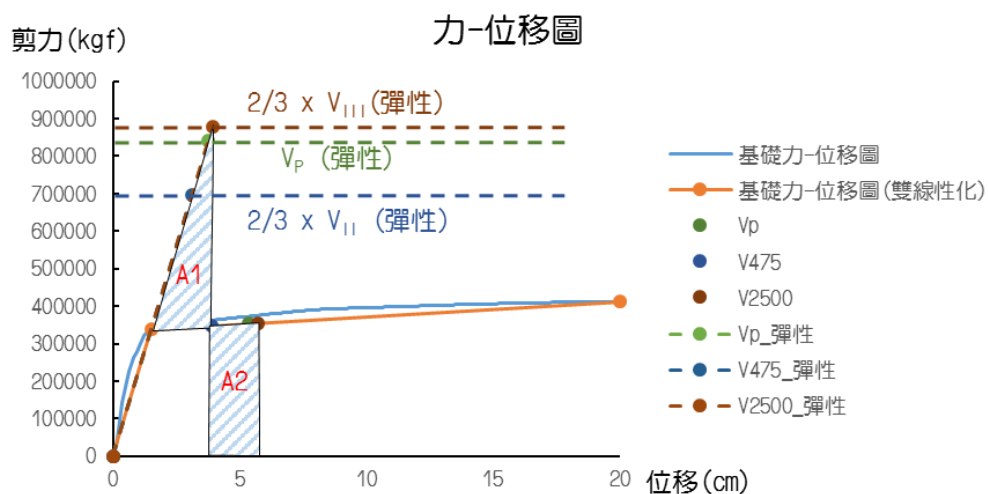


圖 9 考慮基礎阻尼之力-位移圖利用等能量原理轉換結果

表 2 考慮基礎阻尼之評估結果

	容許塑性率(μ)	基礎頂轉角
等級II地震	2.59<3.0 (OK)	0.011<0.02 (OK)
等級III地震	3.80<6.0 (OK)	0.016<0.02 (OK)

三、 結論

國 10 高架(二)橋下有多條重大管線經過，且位於交通流量大之都會區，進行基礎補強施工不易，故「公路橋梁耐震評估與補強設計規範」參考日本道路協會「道路橋示方書-耐震設計編」之基礎阻尼相關規定，於大地震作用時基樁會優先發生塑鉸進入基礎塑性容量之情況下，考量橋基若為深基礎型式者，大地震作用時基礎系統於降伏點前的期間向側方地盤於振動能量之耗散、基礎主體及地盤阻抗之非線性而訂定基礎阻尼常數折減係數 C_D 值為 2/3，將 C_D 值乘以柱底傳遞至基礎之等級 II 及等級 III 地震水平譜加速度作用力，並與橋柱底產生塑鉸時之作用力比較並取小值，以及基礎板之地表水平譜加速度作用力亦乘以 C_D 值折減，據以檢核基礎結構容量、基礎塑性率與基礎頂面旋轉角變位。

高速公路屬於生命線救災道路，為避免震後橋梁產生過大變形及易於巡檢，原則不考慮基礎阻尼常數折減係數 C_D 值，惟基礎補強因受限空間、交通及重大管線等議題無法進行補強者，可經由考量評估整體各因素後同意採用基礎阻尼折減，據以降低基礎結構檢核之需求。

參考文獻

1. 交通部，「公路橋梁耐震設計規範」，民國108年1月。
2. 交通部，「公路橋梁耐震評估與補強設計規範」，民國110年3月。
3. 交通部，「公路橋梁設計規範」，民國109年1月。
4. 日本道路協會，2017，「道路橋示方書・V 耐震設計編」平成29年。(日文)。

跨斷層補強考量

-以 M41 標國 4 豐原高架橋為例

跨斷層補強考量

-以 M41 標國 4 豐原高架橋為例

摘 要

高速公路為臺灣地區南北交通大動脈，在國家整體防災計畫中，扮演最重要之防災運輸生命線，災害發生時，橋梁為維生線不可或缺之一環。國內橋梁耐震設計規範於民國 97 年除新增最大考量地震(回歸期 2500 年)作用下，允許結構物產生極限塑性變形至結構韌性 R，另開始考量活動斷層近域效應，導入斷層近域調整因子 N_A 、 N_V ，相較於民國 84 年公路橋梁設計規範，地震力係數大幅提高。活動斷層錯動引致大規模地震，在近斷層區域產生相當大的地震動及劇烈之地變形。其地表錯位及長週期脈衝效應產生的大速度和譜速度需求，對分布性構造及地下結構，例如地下管線、橋梁、隧道等構成更嚴重之威脅。本文以國道 4 號豐原高架橋為例，提出因應鄰近斷層橋梁之補強策略，期能於震後國道橋梁仍可維持防災運輸能力。

關鍵字：橋梁耐震補強、斷層

一、前言

民國 97 年，國內橋梁耐震設計規範除新增最大考量地震(回歸期 2500 年)作用下，允許結構物產生極限塑性變形至結構韌性 R，另開始考量活動斷層近域效應，導入斷層近域調整因子 N_A 、 N_V ，相較於 84 年公路橋梁設計規範，地震力係數大幅提高。同時現行公路橋梁耐震設計規範之近斷層效應，並未包含經濟部地質調查所於 99 年公布之三義斷層、大甲斷層、鐵砧山斷層、彰化斷層等斷層，因此高速公路後續路段橋梁耐震補強工程將新增之斷層一併納入對國道橋梁之影響。

活動斷層錯動引致大規模地震，在近斷層區域產生相當大的地震動及劇烈之地變形。近斷層地震的基本特徵包括：(1)高地震動值；(2)低頻的速度脈衝(Pulse like)；(3)顯著的永久地表位移；及(4)上、下盤效應。因斷層錯動在近斷層區域引致之地震特徵除對單一結構造成威脅；其地表錯位及長週期脈衝效應產生的大速度和譜速度需求，對分布性構造及地下結構，例如地下管線、橋梁、隧道等構成更嚴重之威脅。

學者由全球與斷層錯動相關之地震調查與觀察，分別針對斷層錯動之參數建立經驗模型，包含斷層之地表破裂面(線)之可能最大錯移量(MD)、平均錯移量(AD)與震矩規模(M_w)、斷層破裂長度(SRL)、破裂面寬度(W)的相互關聯經驗式(Wells and Coppersmith, 1994)。以臺灣 1999 年車籠埔斷層錯動引致集集地震為例，其震矩規模 M_w 7.6，斷層之破裂長度約 100 公里。GPS 觀測資料顯示車籠埔斷層兩側水平錯移量達 2.4 至 10.1 公尺(Yu et al., 2001)，位移量主要集中在斷層北段，南段位移量較小，符合(適用)前述經驗模型。本計畫以經驗模型進行標的活斷層之地震錯移量評估，並建立錯移量之機率曲線，做為橋梁耐震設計與安全評估之參考。

二、耐震補強第 M41 標基本工程資料說明

國道 4 號豐原高架橋於 91 年 2 月完工，管轄機關屬高速公路局中區養護工程分局苗栗工務段。橋址位於臺中市神岡區及豐原區，起訖里程為 9k+819~17k+485，穿越臺中系統交流道、臺 13 線(后豐路)及新山線鐵路等路段，所鄰近之斷層由西向東分別有屯子腳斷層、三義斷層及車籠埔斷層，其中三義斷層於朴子穿越豐原高架橋。

第 M41 標工程範圍係近斷層 300 公尺之國道 4 號豐原高架橋，工程里程為 10k+519~17k+245，17k+245 以東(橋墩 P177~A2 橋台)範圍配合國 4 豐潭段新建工程併入「國 4 豐原潭子段第 C711 標豐勢交流道工程」施作。豐原高架橋基本資料及結構型式詳如圖 1 及表 1 所示，其中台 13 線以西橋梁(含橋墩 P132 及 P133)採用 76 年公路橋梁設計規範設計，台 13 線以東則以 84 年規範設計。本橋於施工期間遭遇 921 地震影響，致部分施工完成之箱形梁位移，盤式支承及支承座損壞，橋墩鋼筋變形等，臺中系統路段損傷較為嚴重，歷經 6 個月時間修復。

第 M41 標工程基本資料如下：

1. 工程名稱：國道高速公路後續路段橋梁耐震補強工程(區段 1-2)第 M41 標
2. 工程地點：國道 4 號 STA.10k+519~17k+245 (臺中市豐原區、神岡區)
3. 主辦機關：交通部高速公路局
4. 執行單位：交通部高速公路局第二新建工程處
5. 設計、監造單位：台灣世曦工程顧問股份有限公司
6. 承攬廠商：義力營造股份有限公司



圖 1 第 M41 標近斷層 300 公尺範圍橋梁

表 1 第 M41 標橋梁一覽表

橋梁名稱	橋長 (m)	平均 橋寬 (m)	上部結構		下部結構				橋梁分類		設計 規範
			連續	工法	橋台 型式	橋台 基礎	橋墩 型式	橋墩 基礎	TYPE	種類	
豐原高架橋(西向)	6966	15.15	連續- 鉸接/ 連續- 剛接	就地澆注逐跨 工法/支撐先 進工法/預鑄 預力混凝土 I 型梁工法	扶 壁 式	直 基	單 柱	直 基	5	穿 越 橋	76/ 84
豐原高架橋(東向)	6966	15.15									

三、耐震補強工程設計

3.1 橋址鄰近活動斷層之地震力考量

依據經濟部中央地質調查所 99 年 5 月公布之斷層資料，本工程範圍內，豐原高架橋距離引致大規模地震之第一類活動斷層(屯子腳、三義、車籠埔斷層)較近，依交通部頒「公路橋梁耐震設計規範」(98 年 6 月)第 2.4 及 2.5 節之規定，此橋梁必須考量第一類活動斷層之近域效應。101 年 12 月國家地震工程研究中心「公路橋梁耐震性能設計規範研究(第 2 期)」整合地調所 99 年 5 月公布之斷層資料依行政分區規定之近域效應設計參數(N_A 、 N_V)如表 2，本表與 108 年 1 月部頒「公路橋梁耐震設計規範」規定相同。

第一類活動斷層考量近斷層地震之實際需求時，應以工址短週期設計水平譜加速度係數 $S_{II,S}$ = 反應譜等加速度段之工址放大係數 $F_a * (0.8N_A)$ 、工址一秒週期設計水平譜加速度係數 $S_{II,I}$ = 反應譜等速度段之工址放大係數 $F_v * (0.45N_V)$ 、工址短週期最大考量水平譜加速度係數 $S_{III,S}$ = $F_a * (1.0N_A)$ 與工址一秒週期最大水平譜加速度係數 $S_{III,I}$ = $F_v * (0.55N_V)$ 計算之。

若可獲得橋址距離斷層線之最短距離，或另有特殊考量者，得依據距離反應 N_A 與 N_V 值之變化，依據「公路橋梁耐震性能設計規範草案複審成果報告書」整理如表 3 至表 4 所示。工址與活動斷層之距離，應以經濟部中央地質調查所公布最新之活動斷層位置為參考，計算工址與地表面斷層破裂線最短距離，斷層線若不明確，可額外考慮斷層面可能之帶寬。

新增之「三義斷層」及「彰化、大甲、鐵砧山斷層」等其他第一類活動斷層之活動斷層近域效應則依 101 年 12 月國家地震工程研究中心「公路橋梁耐震性能設計規範研究(第 2 期)下冊」之規定辦理。本計畫工程採用除依據表 3 至表 4 選取近域效應調整因子外，並與現行交通部「公路橋梁耐震設計規範」與 102 年 11 月「公路橋梁耐震性能設計規範草案複審成果報告書」(如表 2) 依行政分區規定之近域效應設計參數(N_A 、 N_V)數值做比較，取大值作為橋址鄰近活動斷層

之地震力考量依據。表 5 為本工程橋梁與其對應之第一類活動斷層及近域調整因子近域效應彙整表。

表 2 各第一類活動斷層近域調整因子 N_A 與 N_V

斷層名稱	475 年 等級 II 地震力		2500 年 等級 III 地震力	
	N_A	N_V	N_A	N_V
1. 獅潭斷層	1.14	1.17	1.13	1.21
2. 屯子腳斷層	1.14	1.16	1.13	1.21
3. 車籠埔斷層	1.12	1.18	1.13	1.25
4. 梅山斷層	1.19	1.22	1.15	1.24
5. 大尖山斷層、觸口斷層	1.08	1.08	1.11	1.21
6. 新化斷層	1.12	1.08	1.15	1.15
7. 花東縱谷地區斷層 (米崙、瑞穗、玉里、池上與鹿野斷層)	1.21	1.29	1.16	1.29
8. 彰化、大甲、鐵砧山斷層	1.15	1.16	1.13	1.22
9. 大茅埔-雙冬斷層	1.15	1.16	1.11	1.23
10. 新城斷層	1.04	1.08	1.09	1.16
11. 三義斷層	1.04	1.08	1.09	1.16
12. 六甲斷層	1.05	1.08	1.05	1.12
13. 旗山斷層	1.08	1.09	1.09	1.16

資料來源：「公路橋梁耐震性能設計規範草案複審成果報告書」（102 年 11 月）及「公路橋梁耐震設計規範」（108 年 1 月）。

表 3 近車籠埔、屯子腳斷層之 475 年設計地震及 2500 年最大考量近斷層調整因子 N_A 、 N_V

	斷層名稱	$r \leq 2$ km	$2 < r \leq 5$ km	$5 < r \leq 8$ km	$8 < r \leq 10$ km	$10 < r \leq 12$ km	$12 < r \leq 14$ km	$r > 14$ km
N_A (475)	車籠埔斷層	1.23	1.16	1.07	1.03	1.03	1.00	N.C.
	屯子腳斷層	1.28	1.20	1.10	1.10	1.00	N.C.	N.C.
N_V (475)	車籠埔斷層	1.36	1.32	1.22	1.10	1.10	1.00	N.C.
	屯子腳斷層	1.31	1.25	1.15	1.15	1.00	N.C.	N.C.
N_A (2500)	車籠埔斷層	1.25	1.20	1.10	1.03	1.03	1.00	N.C.
	屯子腳斷層	1.26	1.17	1.05	1.05	1.00	N.C.	N.C.
N_V (2500)	車籠埔斷層	1.50	1.45	1.30	1.15	1.15	1.00	N.C.
	屯子腳斷層	1.42	1.32	1.15	1.15	1.00	N.C.	N.C.

註：N.C.為不須考慮近斷層效應，回歸一般震區辦理。

資料來源：「公路橋梁耐震性能設計規範草案複審成果報告書」（102 年 11 月）。

表 4 近三義斷層之 475 年設計地震及 2500 年最大考量近斷層調整因子 N_A 、 N_V

	斷層名稱	$r \leq 2$ km	$2 < r \leq 4$ km	$4 < r \leq 6$ km	$6 < r \leq 8$ km	$r > 8$ km
N_A (475)	三義斷層	1.10	1.05	1.00	1.00	N.C.
N_V (475)		1.15	1.10	1.05	1.00	N.C.
N_A (2500)		1.20	1.10	1.05	1.00	N.C.
N_V (2500)		1.35	1.20	1.10	1.00	N.C.

註：N.C.為不須考慮近斷層效應，回歸一般震區辦理。

資料來源：「公路橋梁耐震性能設計規範草案複審成果報告書」（102 年 11 月）。

表 5 豐原高架橋與其對應之第一類活動斷層及近域調整因子近域效應彙整表

鄰近斷層	近斷層調整因子			
	475 年 (N_A)	475 年 (N_V)	2500 年 (N_A)	2500 年 (N_V)
三義斷層	1.10	1.15	1.2	1.35
車籠埔斷層	1.23	1.36	1.25	1.50
屯子腳斷層	1.28	1.31	1.26	1.42

3.2 三義斷層錯動量評估

斷層錯動量評估在地震危害分析與工程設計有相當重要性。尤其對於通過或鄰近活動斷層的公共工程，例如道路、橋梁、輸油與輸水等維生管線系統的耐震評估與補強，除了考量地震的近斷層效應外，斷層可能引致地表錯動，對橋梁工程的影響亦為關鍵因素。

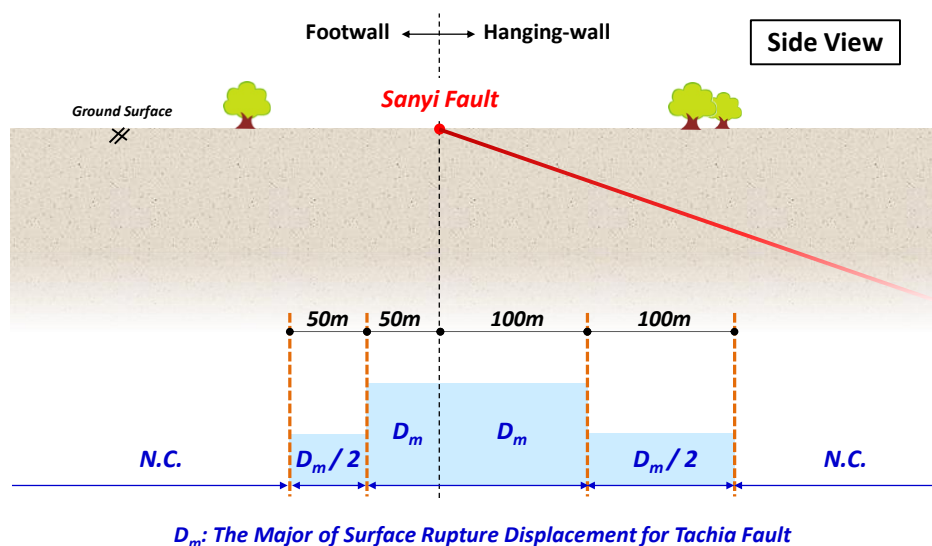
三義斷層對本案豐原高架橋可能之斷層錯動量依國震中心評估結果，錯動量平均值 D_m 約在 0.74~0.83 公尺之間，建議錯動量約 0.83 公尺，詳如表 6。其中斷層錯動量 D_m 為沿斷層破裂面之滑動距離，其水平向及垂直向之斷層錯動量與斷層淺地表之幾何傾角相關。

三義斷層之淺地表傾角 (θ) 為 25° ，其水平向、垂直向斷層錯動量可分別以 $D_m \cdot \cos(\theta)$ 、 $D_m \cdot \sin(\theta)$ 估算之。本案建議豐原高架橋對於三義斷層之錯動量影響範圍如圖 2 所示：

1. 位於三義斷層下盤側（西側）之橋址，距離斷層 50 公尺內採用 D_m ，50 至 100 公尺採用 $D_m/2$ 。
2. 位於三義斷層上盤側（東側）之橋址，距離斷層 100 公尺內採用 D_m ，100 至 200 公尺採用 $D_m/2$ 。
3. 以上之外範圍可不考慮錯動量。

表 6 三義斷層對國道 4 號豐原高架橋建議斷層錯動量一覽表

橋梁名稱	上下盤位置 (三義斷層)	建議斷層錯動量 (公尺)	水平向斷層錯動量 $D_m \cdot \cos(\theta)$
豐原高架橋	下盤 (0~50 公尺)	0.83	0.75
	下盤 (50~100 公尺)	0.42	0.38
	上盤 (0~100 公尺)	0.83	0.75
	上盤 (100~200 公尺)	0.42	0.38



註：

1. 位於三義斷層下盤側（西側）之橋址，距離 50 公尺內採用 D_m ，50 至 100 公尺採用 $D_m/2$ 。
2. 位於三義斷層上盤側（東側）之橋址，距離 100 公尺內採用 D_m ，100 至 200 公尺採用 $D_m/2$ 。
3. 以上之外範圍可不考慮錯動量。

圖 2 建議三義斷層之主斷層錯動量工程考量範圍示意圖

3.3 豐原高架橋跨越三義斷層防落長度補強設計

依據地調所公告之三義斷層活動斷層地質敏感區與豐原高架橋橋址套繪結果如圖 3 所示，三義斷層帶大約座落於橋墩 P152 至 P160 之間。引用前節建議之錯動量考量範圍，三義斷層下盤往西側影響約至橋墩 P150，上盤往東側影響約至橋墩 P165。

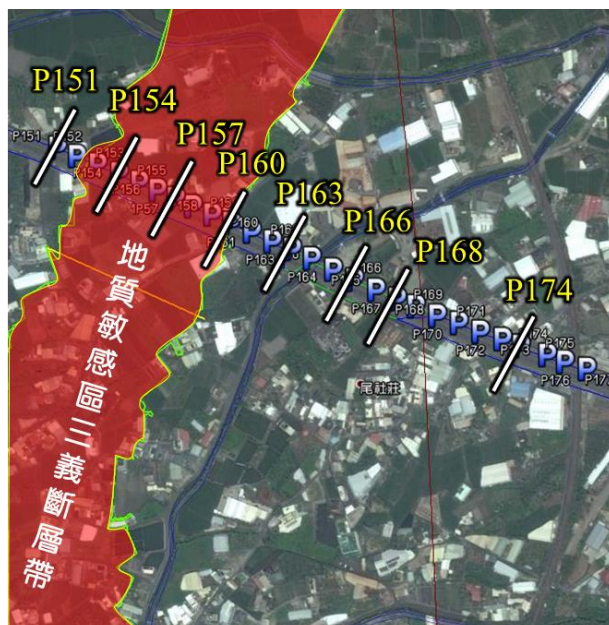


圖 3 地質敏感區三義斷層與豐原高架橋位置示意圖

防止落橋系統因為是防止支承失去機能時，也不致發生落橋事件之最後一道安全裝置，故

其設計須以地震力作用下，也不超過其降伏強度。對既有橋梁防止落橋系統之設計，主要考量應先具有足夠之梁端防落長度，再增設妥適之防止落橋裝置（止震塊或防震拉條等），若既有橋梁已有某種強度之防止落橋裝置，原則上可不拆除，做為中小地震時保護伸縮縫之用。

因國道橋梁為重要之防災運輸生命線，故防落長度檢核以交通部頒「公路橋梁耐震設計規範」規定之防落橋長度的 1.2 倍為需求（D），現況實際防落橋長度為容量（C），求得防落橋長度之容量-需求比值（C/D 值）。其中，規範規定之防落橋長度（ L_N ）係採用部頒規範計算。

$$L_N \geq L_{N\min} \text{ 且 } L_N \geq u_R + u_G, \text{ 其中 } L_{N\min} = (50 + 0.25L + 1.0H) (1 + S^2/8000)$$

式中

L_N ：梁端防落長度（cm）

u_R ：最大考量地震作用下所引致梁端與橋墩頂部之相對變位（cm）

u_G ：地震引致相鄰橋墩間表層地盤之水平相對變位（cm）

L：跨徑（m）

H：基面起算下部結構之高度（m）

對橋台而言，採用鄰近橋墩之橋墩高度，但單跨橋時， $H=0$ ；

對橋墩而言，採用該橋墩高；對懸臂式伸縮接頭而言，取接頭前後鄰近橋墩之平均高度。

S：橋墩之斜角，為橋墩橫向支承的連線與垂直橋軸方向之夾角（度）

豐原高架橋最大考量地震作用下 u_R 約為 23cm（國道高速公路後續路段橋梁耐震補強工程（區段 1-2）橋梁耐震能力詳細分析評估報告書），實際防落長度與考量表 6 三義斷層水平向斷層錯動量之計算結果彙整如表 7，其中 P154 及 P157 防落長度需求不足 13cm。為避免斷層錯動造成落橋情形產生，且斷層帶範圍較廣及斷層錯動量評估係以平均值計算，不確定性較高，故設計考量仍以保守為宜。因此於橋梁伸縮縫處（P151、P154、P157、P160、P163）增加混凝土防落長度 80cm，補強後防落長度為 185cm，並增加抽換防震拉條等補強工項。

表 7 國道 4 號豐原高架橋防落長度計算彙整表

橋梁	橋墩	上下盤位置	實際防落長度(cm)	$1.2L_{N\min}$ (cm)	$1.2(u_R + u_G)$ (cm)	補強前 C/D	補強後 C/D
豐原高架橋	P151	下盤(50~100 公尺)	105	91	74	1.15	2.03
	P154	下盤(0~50 公尺)	105	91	118	0.89	1.57
	P157	上盤(0~100 公尺)	105	91	118	0.89	1.57
	P160	上盤(100~200 公尺)	105	91	74	1.15	2.03
	P163	上盤(不考慮斷層錯動量範圍)	105	91	50	1.15	2.03

四、結論

依據經濟部 105 年 12 月 21 日經地字第 10504606400 號令公告之地活動斷層質敏感區資料顯示，國道 4 號豐原高架橋跨越三義斷層。經國家地震研究中心以位移評估法評估三義斷層主斷層錯動量，三義斷層平均錯動量約為 0.83 公尺，考量斷層在地表跡線位置仍存有不確定性，建議斷層錯動量之應用範圍應往上盤側擴增 100 公尺、往下盤側擴增 50 公尺，而上盤側 100 公尺~200 公尺及下盤側 50 公尺~100 公尺之範圍，則減半考量可能之地表錯動。為避免斷層錯動造成落橋情形產生，故於橋梁伸縮縫處(P151、P154、P157、P160、P163)適當增長防落長度，並抽換防震拉條等補強工項。

參考文獻

1. Wells, D. L., and Coppersmith, K. J. (1993). "Likelihood of Surface Rupture as a Function of Magnitude (abs.)," Seismol. Res. Lett., 64 (1), 54.
2. Wells, D. L. and Coppersmith, K. J. (1994). "New Empirical Relationships among Magnitude, Rupture Length, Rupture Width, Rupture Area, and Surface Displacement," Bull. Seism. Soc. Am., 84, 974-1002.
3. 交通部，「公路橋梁耐震設計規範」，民國108年1月。
4. 交通部，「公路橋梁耐震評估與補強設計規範」，民國110年3月。
5. 國家地震工程研究中心，「公路橋梁耐震性能設計規範研究(第2 期)(上冊、下冊)」，民國101年12月。
6. 中華民國結構工程學會，「公路橋梁耐震性能設計規範草案複審成果報告書」，民國102 年11月。
7. 經濟部，活動斷層地質敏感區劃定計畫書(F0010三義斷層)，民國104年12月。
8. 財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心，「國道高速公路後續路段橋梁耐震補強工程(區段1-2)規劃設計及後續擴充(監造)」跨越第一類活動斷層橋梁之近斷層地震動及錯動量評估成果報告書，民國106年11月。
9. 交通部臺灣區國道高速公路局，國道高速公路後續路段橋梁耐震補強工程(區段1-2)「橋梁耐震能力詳細分析評估報告書-第二標」，民國106年3月。

依地質特性之基礎補強選用原則

依地質特性之基礎補強選用原則

摘 要

國內橋梁基礎常用型式有(1)直接基礎(2)樁基礎(3)沉箱/井式基礎，針對各種不同型式基礎構造耐震補強尚須考慮各種不同因素(如施工空間、河川沖刷、土壤液化或工期等)選用補強工法，常用之基礎補強工法包含：擴座加固工法、增厚工法、增設基樁/基腳工法、地盤改良工法與托底/換底工法等。任何工法皆須符合耐震相關需求，本文就既有基礎型式與地質特性等現況條件說明補強工法選用原則。

關鍵字：橋梁耐震補強、基礎補強、地質

一、前言

高速公路橋梁基礎型式主要可分為三種，直接基礎、樁基礎與井式基礎。直接基礎適用於載重不大且承載層較淺的堅硬土層；樁基礎適用於載重較大且承載層較深的軟弱土層，亦適用於基礎有沖刷與淘刷疑慮之區域；井式基礎一般則考量於用地範圍限制或減小施工開挖面積等因素。

常見的橋梁基礎補強方案有基礎擴座、增樁或增厚等方式增加基礎的設計容量，以滿足橋柱傳至基礎地震力之需求。各種基礎補強方案都並必須確保新舊結構體的介面力傳遞。基礎補強必須考慮到抗彎、抗剪及介面剪力傳遞，而補強設計邏輯則與新設計基礎之方法類似。基礎補強工法之選擇需考量施工之安全性、經濟性及迅速性。常用之基礎補強工法包含：擴座加固工法、增厚工法、增設基樁/基腳工法、增設連梁工法、施拉預力鋼鍵工法、托底/換底工法與鋼板包覆工法等，任何工法皆須符合耐震相關需求。

既有橋梁於耐震詳細評估階段就應當重新考量液化影響，新版橋梁耐震設計規範因新增公告第一類活動斷層而提高地震力，液化潛能評估也有可能從無液化潛勢提高為低中度液化潛勢影響。土壤液化主要由鬆軟的砂性土層、高地下水位及足夠地震力所造成，除了針對基礎結構進行補強外，如評估有需要，便以地盤改良工法來克服液化之危害，例如國道 3 號和美交流道區域之耐震補強，本文將介紹依據高速公路橋梁基礎型式與地質特性等條件，說明選用補強工法原則。

二、基礎補強工法

2.1 基礎擴座加固與加厚

直接基礎一般座落於地質條件良好之地區，通常工址土壤承载力應不低，當以地震力檢核基礎穩定性或結構強度無法滿足耐震性能時，補強工法可優先考量將基礎板尺寸(擴座)增大及增厚，示意詳圖 1，即可有效提高基礎耐震性能，且相比其他補強工法經費較為低廉，惟所需相對應之施工開挖範圍較大，對周遭地區影響也較廣，例如鄰近管線衝突或施工期間需封閉周遭道路等，相關配套所需經費也需一併考量，不利於都會區高架橋的工法選擇。當橋下空間充足且無結構物衝突或交維改道等問題時，直接基礎補強可優先考慮擴座加固與加厚工法，倘若橋下空間受限或開挖影響範圍太大時，可採橋梁結構系統改善或基礎增設基樁方案等，以減少開挖所影響的範圍。

新舊混凝土接合設計為基礎擴座與加厚重點檢核項目，基礎側接合設計可參考公路橋梁設計規範 7.3.6 節剪力摩擦與 7.3.3 節撓曲規定；基礎頂接合設計可參考公路橋梁設計規範 7.2.5 節合成混凝土受撓構材之水平剪力設計。

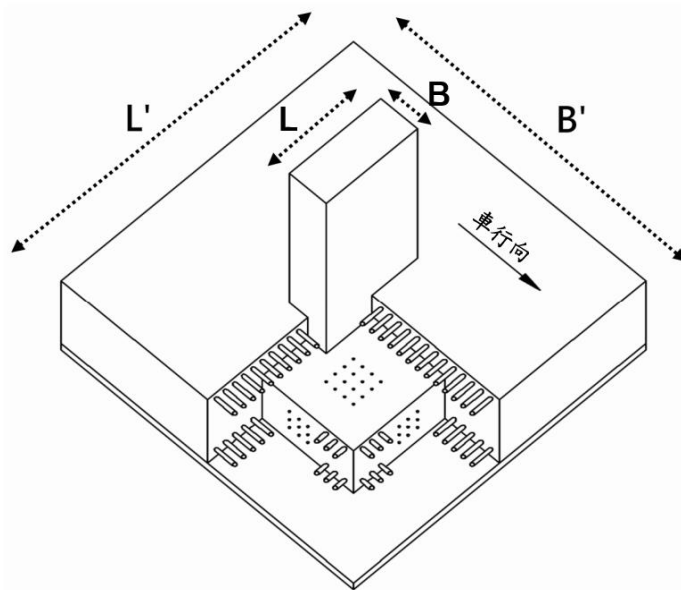


圖 1 直接基礎擴大增厚示意圖

2.2 增設全套管基樁

既有橋梁遇鄰水域或土壤液化區而產生基礎承载力不足之問題，補強工法可優先評估增設大口徑全套管基樁(詳圖 2)，由於國內施作全套管基樁施工機具多且技術成熟，價格費用較為容易掌握，在補強效果與價格計算比值下相當高。惟陸域之橋梁若增設大口徑基樁則須考量橋下交通維持與地下埋設物等因素外，常遇見的問題在於既有橋梁下之施工空間受到相當的限制(一

般橋下淨空約僅 4.5~5.0 公尺)，橋梁基礎耐震補強的施工性困難，須採用低淨空式之施工機具，並配合降挖路面及必要之擋土設施與交通維持以竟全功；以臺灣目前盛行之全套管基樁而言，廠商所擁有機具施工空間高度約需 10~13 公尺，雖然國外有低淨空基樁施工機具，對樁徑 1.5 公尺而言，其最低施工空間高度為 6.5 公尺，需由廠商自行改裝機械或由國外進口。此外，橋下低淨空混凝土基樁，其鋼筋籠主筋之續接可採用鋼套環銲接的方式施作(詳圖 3)，此種施工方式已成功運用於中山高速公路員林高雄段拓寬工程之補強基樁。

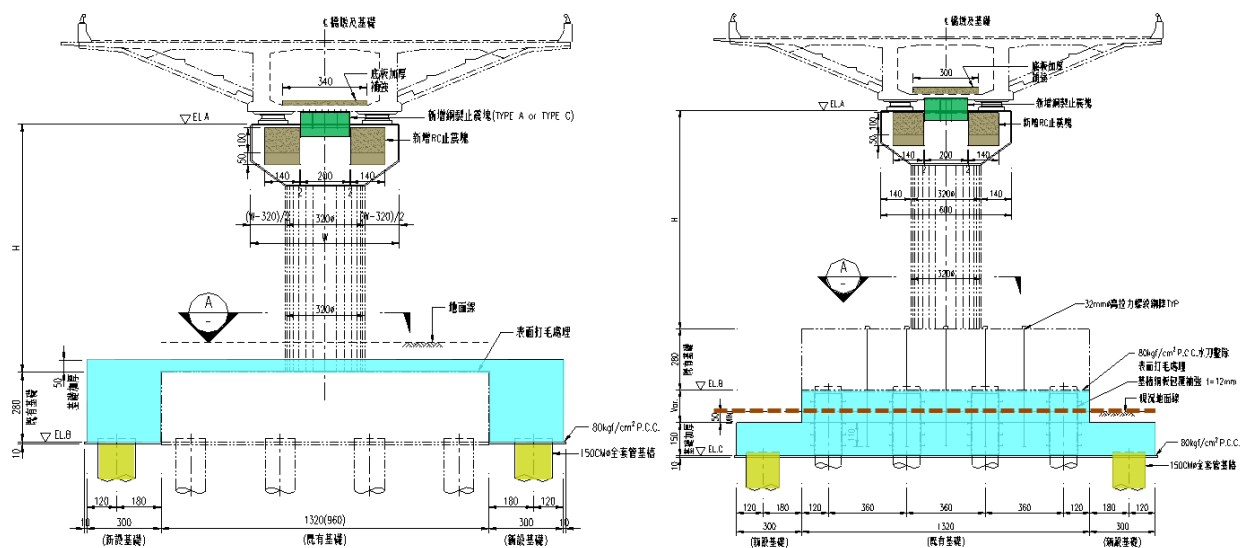


圖 2 增樁擴基補強示意圖

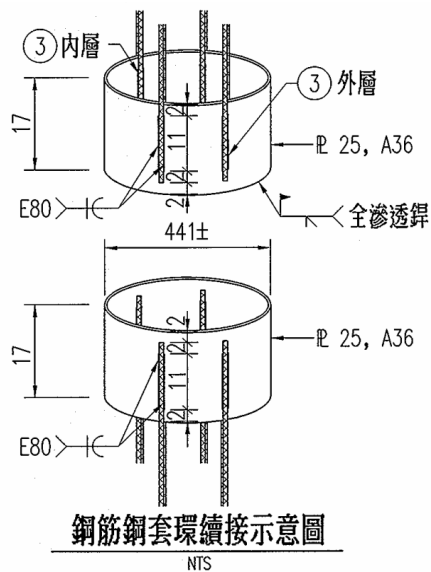


圖 3 基樁鋼筋籠之鋼套環銲接示意圖

2.3 增設鋼管樁

耐震補強工程於既有橋下施工，施工受限於空間小與設備能量問題，常需使用低淨空式樁機施作，故衍生小口徑基樁(610mm ϕ)之鋼管樁補強工法(詳圖 4)，其所需樁機能量較小，機械設備改裝或引進之門檻亦較低，相對施工成本較可掌握；採用鋼管樁則是因為 RC 全套管場鑄基樁有基樁頂部塑鉸區鋼筋續接的困擾及套管拔除費時對工率之影響，而 RC 反循環基樁則有坍孔影響舊橋基礎之疑慮；另於樁頭 10m 範圍內設置鋼筋籠形成「鋼管鋼筋混凝土」複合斷面，可有效增加其彎矩容量。

鋼管樁施工採震動打擊樁，樁身不得塗油或漆等潤滑材料，且不得預鑽孔或沖水等降低摩擦力等方式施工，爰僅適用軟弱土層。其次，大口徑全套管混凝土基樁因樁體較大，雖補強能力較佳，但亦須規劃土方暫置場或運輸河川公有土石等，一旦增樁補強尚有最低支數的需求，因此易有保守設計的情形發生，若評估分析僅需小規模補強，則小口徑鋼管基樁不失為一項優點。



圖 4 鋼管樁施工示意圖

2.4 增設高強度微型樁

微型樁(Micropile 或稱 Minipile、Pinpile)係一種小口徑之鑽掘樁，口徑介於 100mm 至 300mm 之間(詳圖 5)，樁體主要由壓力灌注之水泥(砂)漿或細石混凝土與加勁材所組成，依據其受力需求，加勁材可為鋼筋、鋼棒、鋼管或型鋼等。微型樁施工步驟如下：

1. 以鑽機或鑽堡施鑽設計口徑之鑽孔，為確保鑽孔之穩定，鋼套管應下至設計深度；
2. 清孔並置入鋼筋、鋼棒等加勁材；
3. 以壓力灌注水泥(砂)漿或細石混凝土，邊灌邊拔鋼套管至成樁(鋼套管亦常保留以增加結構強度)，施工中應隨時做補漿之動作。

高強度微型樁應用於橋梁基礎之耐震補強，其主要優點如下：

1. 橋下淨高或施工進出通道受到嚴格限制時，微型樁亦能有效施作；
2. 具低振動及低噪音之特點，適合都會區之施工環境；
3. 同時具高強度之張力與壓力容量，有較高之結構效率；
4. 於較困難鑽掘之土層，亦能輕易克服。

由上述優點可知，微型樁鑽掘方式可輕易克服堅硬土層，因此可分為一般式與貫穿既有基礎式兩種方式施工，利用小口徑預鑽孔貫穿既有基礎並錨定於基礎內，不需擴大基礎尺寸即可完成補強。惟須檢核基礎板貫穿剪力需求，視狀況於樁頭接合部位設置剪力環，另避免貫穿式施工破壞既有基礎鋼筋，需以增厚基礎板補強彎矩容量。

橋墩基礎採用微型樁耐震補強，國內首次應用於高速公路橋梁耐震補強工程(第一期)，現今多數採用約 200~300mm 之高強度微型樁，其鋼管材質採用 API 5CT N-80 規格或經核准之同等品，加勁材採用 ASTM A722 高拉力螺紋鋼棒。

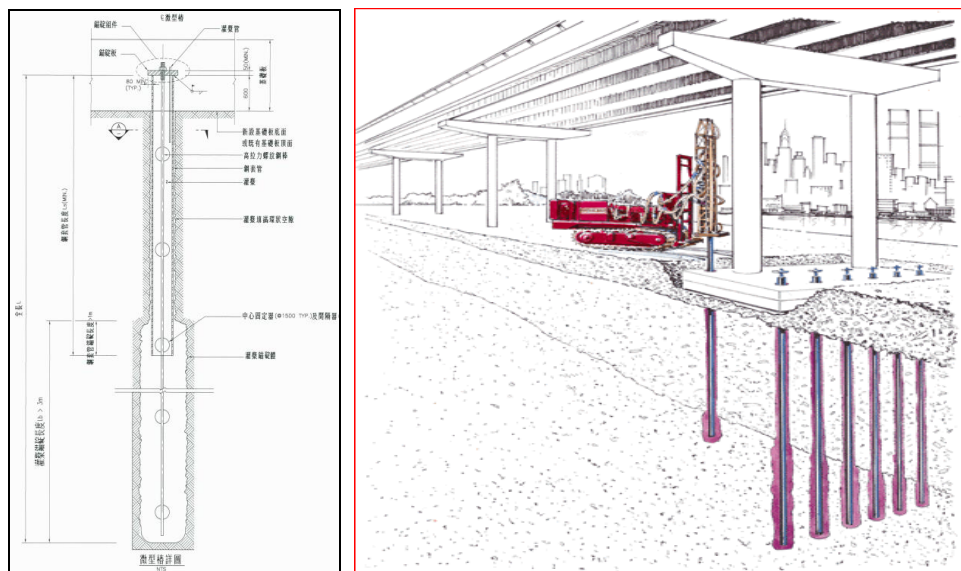


圖 5 高強度微型樁補強工法示意圖

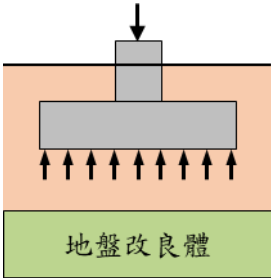
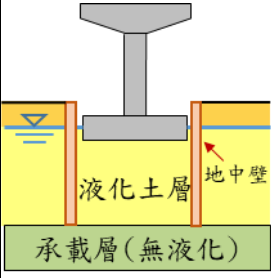
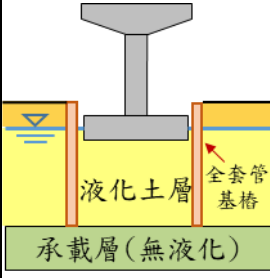
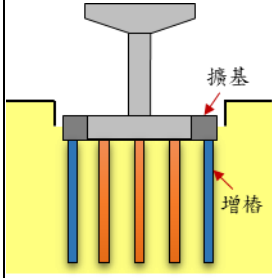
2.5 地盤改良工法

橋梁既有直接基礎地震來臨時，飽和砂土承受反覆荷重，孔隙水壓升高而使得砂土層強度降低，產生砂土層液化現象，而此超額孔隙水壓開始經由地表排出時，砂土層伴隨產生體積變化，而在地表面產生沉陷的現象。依據美國 AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 第 10.5.2.2 節之規定，橋梁單元相鄰橋墩基礎容許差異沉陷量之傾斜角度：分別為 0.008rad(簡支梁跨度)、0.004rad(連續梁跨度)。當橋址液化潛能指數 $P_L \geq 5$ ，且震陷量大於上述容許值時，應檢討採取地質改良工法、地中壁圍束工法、增樁托底工法或其它方法(建議之土壤改良工法比較如表 1)，以降低液化震陷對橋梁造成的損害。

以和美交流道為例，地質調查評估此區域為高度液化潛勢區，地震後可能造成土壤液化而產生差異沉陷，各墩間的差異沉陷導致橋梁上部結構損壞並影響交通，差異沉陷之評估標準為橋墩基礎沉陷量超過千分之四倍跨徑者皆須進行補強，另避免單一橋墩進行增樁補強後，導致同一振動單元內差異沉陷更加嚴重，建議同一振動單元所有橋墩應一併進行增樁補強。和美交流道匝道橋之增樁補強費用經評估單一橋墩工程經費約 670 萬，以及施工中需封閉大量車道，導致交通管理成本增加，另因橋梁為系統交流道，施工空間有限，需有大量拆除與復舊，及相對之工期成本與臨時設施，爰改採地盤改良工法進行補強。

地盤改良工法係利用相對土壤較為細緻之水泥漿打入液化層，填充土壤中孔隙，排除土壤液化可能性，所需工期較短，較少拆除與復舊，施工性較佳。單一橋墩補強經費約為 1,000 萬。雖所需補強經費較增樁方案費用高，惟橋台及部分橋墩增樁補強將衝擊國道交通狀況，綜合考量後採用地盤改良工法較佳。

表 1 基礎液化補強工法比較表

名稱	地質改良體- 低壓灌漿	地中壁圍束- 高壓灌漿	地中壁圍束- 全套管樁	增樁 托底補強
示意圖				
工程 經費	高	低	低	中
適用性	需斜灌	狹窄空間適用	橋下淨高 $\geq 8\text{m}$	基礎需開挖
品質 管理	普	普	佳	佳
施工 管理	普	佳	佳	佳
說明	1.既有匝道下或橋台 補強使用 2.改良深度 9~17m	1.有效壁體厚 1m 2.單壓強度 20kgf/cm^2	1.樁徑 1m(無筋) 2.混凝土抗壓強度 280kgf/cm^2	連續單元需同時補強 以避免差異沉陷

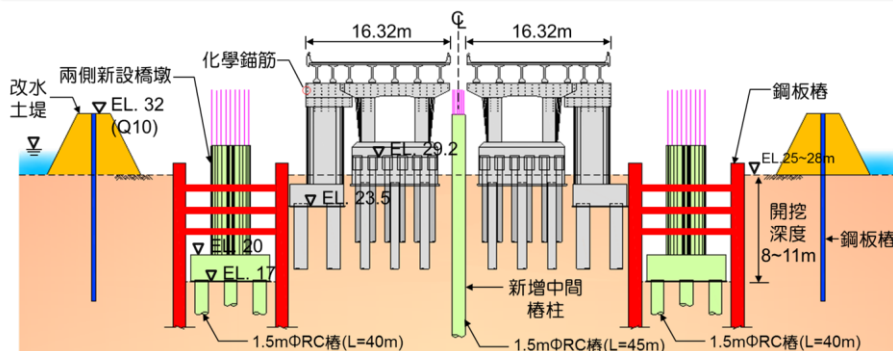
2.6 托底/換底工法

近年來氣候變遷日益劇烈，老舊河川橋梁受河川沖刷而有橋梁基礎裸露現象，原設計垂直承載力及側向承載力已明顯不足，即使養護單位每年辦理河道改善或橋墩保護工仍無法根治問題，繼續受河床下降及河道側向侵蝕影響，橋基裸露嚴重而有安全虞慮。

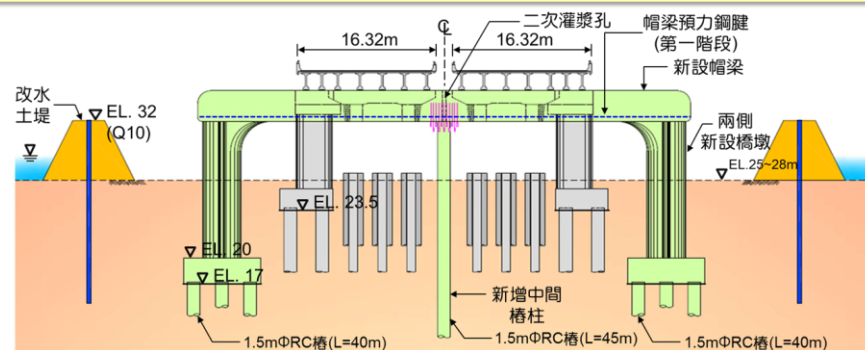
為提昇橋梁整體耐震能力及防洪功能，並考量國道置換上部結構影響交通層面大，故須在維持交通及沿用上部結構情況下，衍生出托底/換底工法的補強方案。托底工法保持原有橋梁安全功能及維持現有交通條件下，施工程序係先架設臨時支撐，如型鋼千斤頂或基樁等，利用臨時支撐將現有橋梁上部結構載重暫時托住，於橋梁兩側新設立永久橋墩柱，最後將既有橋墩及基礎拆除，載重移轉至永久墩柱後完成施工，提升橋墩耐洪能力之目的。

高速公路橋梁換底工法實績案例為第 M16 標國道 1 號中沙大橋耐洪耐震改建工程，中沙大橋跨越濁水溪，主河道寬闊補強橋墩數計有 40 墩，耐震補強所需施工期間長，為維持施工期間用路人安全性，規劃採先建後拆方式，於兩側及中間新增永久橋墩，將載重轉移至新增永久橋墩上後，再進行拆除舊橋作業，施工步驟如圖 6 所示。

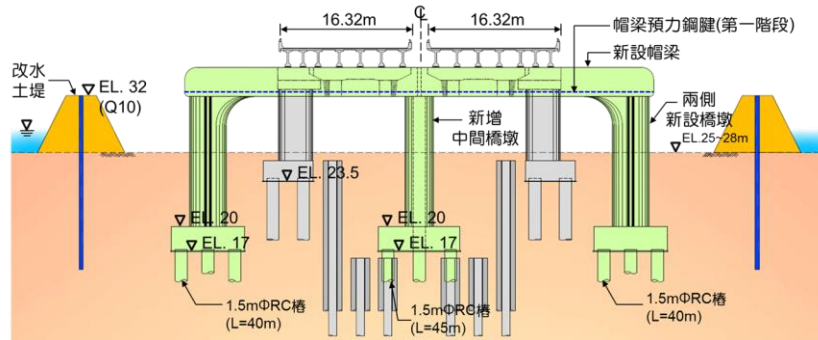
- 步驟一：**
- 1.行水區配合圍堤改水，清除既有保護工。
 - 2.施作兩側橋墩及中間樁柱。



- 步驟二：**
- 1.新設帽梁包覆既有橋墩帽梁，施拉第1階段預力。
 - 2.拆除原建橋橋墩及基礎。



- 步驟三：
1. 施作中間新增橋墩及基礎，包覆原中間樁柱。
 2. 中間新增橋墩與新設帽梁固接。



- 步驟四：
1. 施拉帽梁第二階段預力。
 2. 切除原拓寬段橋墩，完成改善工程。

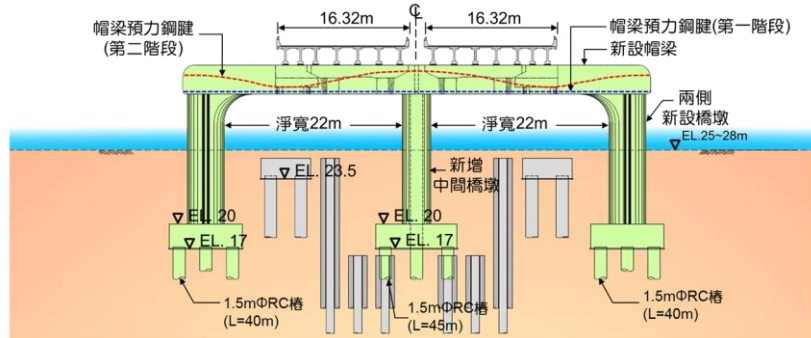


圖 6 中沙大橋耐洪耐震改建工程施工步驟圖

三、基礎補強工法選用原則

綜整高速公路橋梁基礎之耐震補強工法流程詳圖 7，以及基樁選用原則詳表 2。

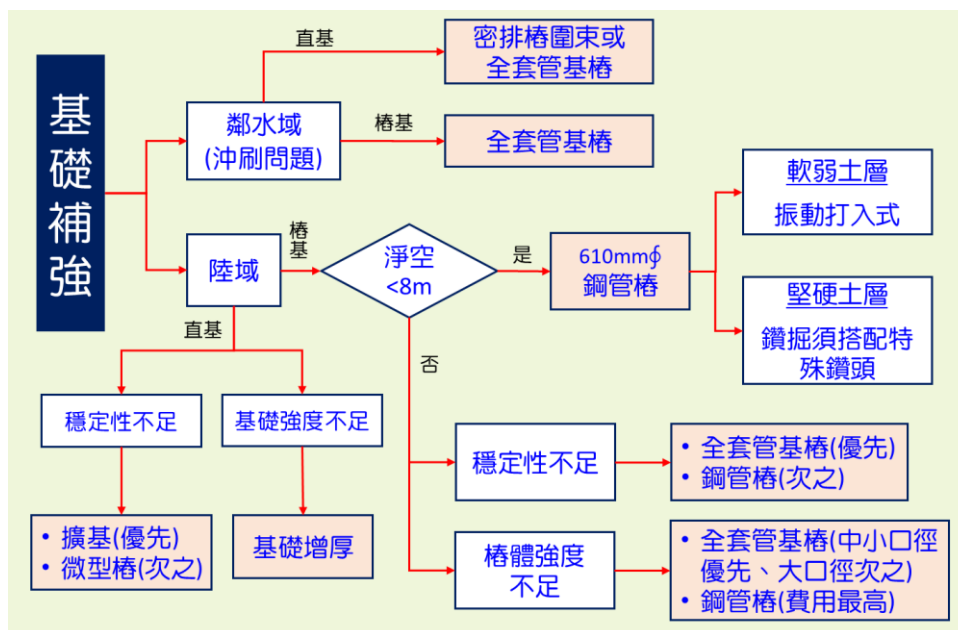


圖 7 基礎補強型式選用流程圖

表 2 基樁補強型式優缺點比較表

	優點	缺點
200mm~300mm ϕ 微型樁	<ol style="list-style-type: none"> 1. 機具小，活動性高 2. 淨空7m以上可不需開挖 3. 鑽掘方式適用於堅硬地盤 4. 淨高不足時，可降挖置基礎底施工 5. 樁間距小，基礎尺寸相對較小 6. 採貫穿既有基礎方式，基礎不需擴座 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 承载力低 2. 橋墩基礎案例少，低淨空機具需改裝，普遍性較低 3. 樁徑小，勁度低 4. 不適用於行水區
610mm ϕ 鋼管樁	<ol style="list-style-type: none"> 1. 機具小，活動性高 2. 淨空7m以上可不需開挖 3. 淨高不足時，可降挖置基礎底施工 4. 抗彎矩、剪力强度高 5. 樁間距小，基礎尺寸相對較小 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 承载力低 2. 相較於一般RC樁，鋼管樁樁數多，費用較高。[150mm ϕ RC/150mm ϕ 鋼管樁\div1.0] 3. 低淨空需採振動敲擊式，僅適用地質軟弱工址 4. 垂直度控制不易 5. 現場鉚(續)接耗時 6. 橋墩基礎案例少，低淨空機具需改裝，普遍性較低 7. 不適用於行水區 8. 需考量鋼材鏽蝕量0.03mm/年
大口徑 RC樁	<ol style="list-style-type: none"> 1. 可配合需求增加樁長 2. 因應不同土層變更施工方式：全套管、反循環、Auger等 3. 樁承载力高 4. 樁徑大，樁體勁度高 5. 國內專業廠商多，動員快 6. 施工標準化 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 機具能量需求大 2. 運作空間需求高 3. 低淨空全套管施工需大於8m 4. 受相鄰構造侷限施工空間 5. 樁淨間距大 6. 基礎尺寸較大 7. 降挖範圍大

四、結論

橋梁耐震補強工程中，基礎補強通常占耐震補強總工程費用比例較高，若經評估基礎耐震能力不足，基礎補強施工需大費周章開闢施工便道(橋)、大規模開挖及架設擋土支撐，補強完成後再進行回填復舊，其工程費用與新建同等橋梁相比，補強基礎工法之性價比(capability/price)雖不高，惟國道高速公路為維繫交通之重要道路，若採半半施工或全面封閉進行改建，所需負擔社會成本過高，故對既有橋梁進行耐震補強，為較佳方案。

橋梁基礎耐震補強需考量施工空間限制或新舊介面整合等問題，基礎補強方案必須詳細檢討。本文彙整高速公路歷年基礎補強經驗，歸納出多數基礎補強方案選擇流程，希冀以最經濟方式達到最大補強效果，並符合最新耐震補強規範，達成高速公路耐震補強總目標。

參考文獻

1. AASHTO (2014), LRFD Bridge Design Specifications, 7th editions, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.
2. 交通部，「公路橋梁耐震設計規範」，民國108年1月。
3. 交通部，「公路橋梁設計規範」，民國109年1月。
4. 交通部，「公路橋梁耐震評估與補強設計規範」，民國110年3月。
5. 交通部高速公路局，國道高速公路後續路段橋梁耐震補強工程（區段1-1）「工程細部設計報告」，民國107年11月。
6. 交通部高速公路局，國道高速公路後續路段橋梁耐震補強工程（區段1-2）「工程細部設計報告」，民國107年8月。
7. 交通部高速公路局，國道高速公路後續路段橋梁耐震補強工程（區段2-1）「工程細部設計報告」，民國109年7月。
8. 交通部高速公路局，國道高速公路後續路段橋梁耐震補強工程（區段2-2）「工程細部設計報告」，民國109年7月。
9. 交通部高速公路局，國道高速公路後續路段橋梁耐震補強工程（臺南路段）「工程細部設計報告」，民國107年6月。
10. 交通部高速公路局，國道1號中沙大橋耐洪耐震能力提升改善工程「工程細部設計報告」，民國109年8月。

直接基礎座落於液化潛勢土層之地盤改良

-以 M38B 標國 3 和美交流道為例

直接基礎座落於液化潛勢土層之地盤改良

-以 M38B 標國 3 和美交流道為例

摘 要

和美交流道區橋梁既有直接基礎部分座落於具液化潛勢土層，其補強策略可採增樁方式將基礎置換為樁基礎，避免基礎沉陷，惟工程經費估計達 30 億元，工程經費龐大。經檢討，透過調整土壤液化基礎沉陷之耐震性能，並搭配土壤圍束及地盤改良方式將基礎沉陷量將低至容許值內，使整體補強經費降至 8 億元。

關鍵字：液化、地中壁、高壓噴射樁、地盤改良、震陷

一、前言

「公路橋梁耐震設計規範」(107.12)解說 C8.1 節說明，土壤產生液化時將導致結構物下陷或上浮、基礎水平抵抗力降低及產生大變形等現象。C8.1.2 節說明，橋墩基礎層以下的土層若發生液化，且該基礎未作適當處理，則可能造成基礎沉陷或橋梁傾斜破壞。由國內外之地震，如 921 集集大地震(1999)、智利大地震(2010)或日本 311 東北大地震(2011)，及花蓮地震(2018)，均有因液化而造地層下陷之現象，圖 1 為花蓮港區沉箱與後線背填接合處有明顯龜裂地面沉陷可達 50cm(NCREE, 2018)。為確保國道之安全，應將此液化震陷量對橋梁之安全影響列入評估。



圖 1 花蓮港區沉箱與後線背填接合處地面沉陷

二、液化震陷評估與補強

2.1 液化震陷評估成果

和美交流道群長約 2 公里，原設計鑽探共計有 6 孔，高速公路後續路段橋梁耐震補強工程(區段 2-1)(以下簡稱「本案」)第一期補充鑽探 2 孔，原設計及本案兩者深度 20 公尺內土層標準貫入試驗 N 值差距達 10~50，對液化潛能指數評估與震陷之估算深具影響。因液化震陷評估合理性需求，再補充 26 孔，因原設計鑽探孔局部孔位離路線較遠且局部孔位地層有差異，故液化評估之地質資料引用自本案補充鑽探資料。

本案第 M38B 標初步設計原方案針對具有液化潛勢之基礎均採增樁托底方式補強，其補強經費約計 18 億元，後續考量部分基礎液化潛能指數(P_L 值) ≤ 5 且震陷量小於 0.004rad(連續梁)者，屬於低度損害程度。故本標僅針對液化指數(P_L 值) >5 者且震陷量大於上述容許值之基礎進行補強，補強工法亦選用「地質改良」、「地中壁圍束」或「增樁托底」等工法，已降低補強工程費約至 7 億元，節省約 11 億元。

經整理本標橋梁基礎為淺基礎者且具液化潛勢者($P_L > 5$)，有和美交流道匝道一、二、三、五、六、七、八高架橋，和美交流道聯絡道西行線，彰化一號高架橋，合計 167 墩，詳如表 1。多數橋墩約位於里程 190k+700~192k+600 之和美交流道系統與彰化一號高架橋。

有關液化引致震陷之分析方法，因國內規範尚未規定，依據 Seismic Retrofitting Manual (FHWA, 2006)、Remedial measures against soil liquefaction (Japanese Geotechnical Society, 1998)建議，液化引致震陷可採用 Tokimatsu and Seed (1987)之評估方法。本報告採用 Tokimatsu and Seed (1987)法，日本學者 Tokimatsu and Seed (1987)指出當地震來臨時，飽和砂土承受反覆荷重，孔隙水壓升高而使得砂土層強度降低，產生砂土層液化現象，而這些超額孔隙水壓開始經由地表排出時，砂土層伴隨產生若干的體積變化，而在地表面產生沉陷的現象。利用圖 2 中(N_1)₆₀與 CSR(土壤反覆剪應力比)之關係，得到砂土在任何相對之(N_1)₆₀(1kgf/cm² 下之修正 N 值)下之體積應變量 ε_v 值，進而可計算每一砂土層液化後的下陷量 δ_s 。有關標準貫入試驗錘擊能量比，依據建築物耐震設計規範及解說草案(106.12)之 11.1.3 節之解說，「...對於沒有進行錘擊能量檢測之鑽孔，依過去經驗顯示，原則上，自由落錘可採用 70% 能量比輸入，而拉索式落錘可採用 60% 能量比輸入。」，目前國內標準貫入試驗多採用拉索式落錘，故本案落槌能量以 60% 分析。

Tokimatsu and Seed (1987)法之 CSR(土壤反覆剪應力比)如下式：

$$CSR = \gamma_n \frac{A_{max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \gamma_d$$

式內

A_{max} : 本工程水平地表加速度

σ_v : 總覆土應力

σ_v' : 有效覆土應力

γ_d : 應力折減係數

g : 重力加速度

$\gamma_n = M - 1$, M 依據建築基礎構造規範草案(108)建議, 彰化地區取 $M=7.3$

地中壁抗液化原理如圖 3 所示, 利用具勁度之結構體進行圍束, 其作用在降低地震引致之剪力波, 可有效抑制反覆剪應變及超額孔隙水壓力之發展, 進而限制土壤液化所衍生之變位量, 減少地震引致之沉陷。有關其分析理念, 依據日本國土交通省指針(2019 年)及內田明彥博士(2018 年)之建議, 格子狀地改簡易設定法如下列公式。

$$CSR' = \gamma_n \frac{A_{max} \sigma_v}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma_v'} \gamma_d' * FL(L) * FG(G) * FH(H)$$

式內

CSR' : 設置格子狀地中壁後之土壤反覆剪應力比

L : 格子狀地中壁之淨間距, m

$FL(L)$: 淨間距 L 之折減係數, $FL(L) = 0.29 \ln(L) - 0.12$, $4m \leq L \leq 20m$

$FG(G)$: 地中壁材料剪力模數 G 之折減係數,

$$FG(G) = -0.45 \ln(L) + 3.94, L \leq 9m$$

$$FG(G) = -0.33 \ln(L) + 3.16, 9m < L \leq 19m$$

$$FG(G) = -0.21 \ln(L) + 2.38, 19m < L \leq 20m, 350 < G(N/mm^2) \leq 1,400$$

$FH(H)$: 考慮液化土層深度之折減係數, $FH(H) = 0.87e^{0.01H}$, $H \leq 20m$

$$\gamma_d' = 1 - 0.026Z, Z \text{ 為液化土層之深度(m)}$$

表1 和美交流道區基礎為淺基礎者且具液化潛勢者($P_L > 5$)

橋梁名稱	墩柱數目	A_{max}	P_L	δ_t (CM)
和美交流道匝道一高架橋	20 (P101~P119, A1)	0.368	5.0~28.7	7.9~27.1
和美交流道匝道二高架橋	5 (A1, P201~P202, P204~P205)	0.368	7.2~7.5	9.8~14.0
和美交流道匝道三高架橋	7 (A1, P301~P306)	0.368	10.9~16.1	17.6~25.9
和美交流道環道五高架橋	7 (P501~P506, A1)	0.368	9.9~29.8	10.5~29.0
和美交流道匝道六高架橋	6 (P601~P605, A1)	0.368	15.9~18.6	16.1~22.5
和美交流道匝道七高架橋	20 (A1, P701~P719)	0.368	8.3~16.1	8.8~26.0
和美交流道匝道八高架橋	11 (P801~P810, A2)	0.368	7.3~13.2	11.6~22.2
和美交流道聯絡道西行線	12 (A1, P1101~P1110, A2)	0.368	7.7~18.9	8.8~22.6
彰化一號高架橋 S	41 (PS1A~PS1D, PS4~38)	0.368	5.5~18.4	5.2~24.6
彰化一號高架橋 N	38 (PN3~40)	0.368	5.2~18.0	6.0~24.2

說明：本工程水平地表加速度： A_{max} ，本工程液化潛能指數： P_L ，液化震陷量： δ_t

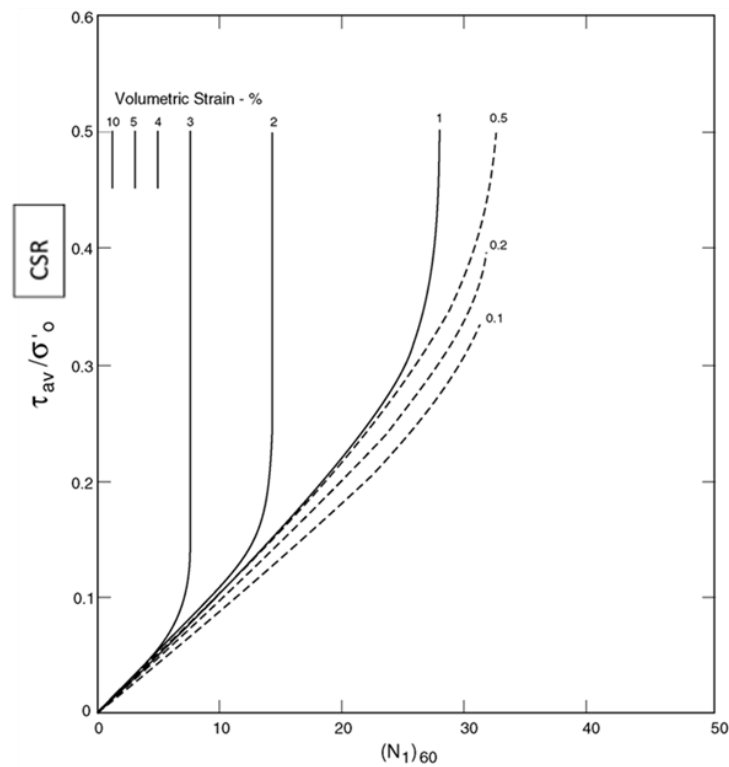


圖2 Tokimatsu and Seed(1987)液化震陷評估曲線

液化潛能指數 P_L 定義地盤液化之損害程度， $P_L \leq 5$ 則為低度液化，Iwasaki et al.(1982)說明液化引起結構物危害程度，液化危害性低，一般不致引起明顯之震害，因此本標以 $P_L \leq 5$ 時可忽略引致之震陷問題進行後續補強評估。結構部分依 AASHTO LRFD 第 10.5.2.2 節之內容：容許差異沉陷量為 0.008rad(簡支梁跨度)，0.004rad(連續梁跨度)，經檢討仍有 87 墩(表 2)，其震陷量大於容許值，基本上須進行補強。

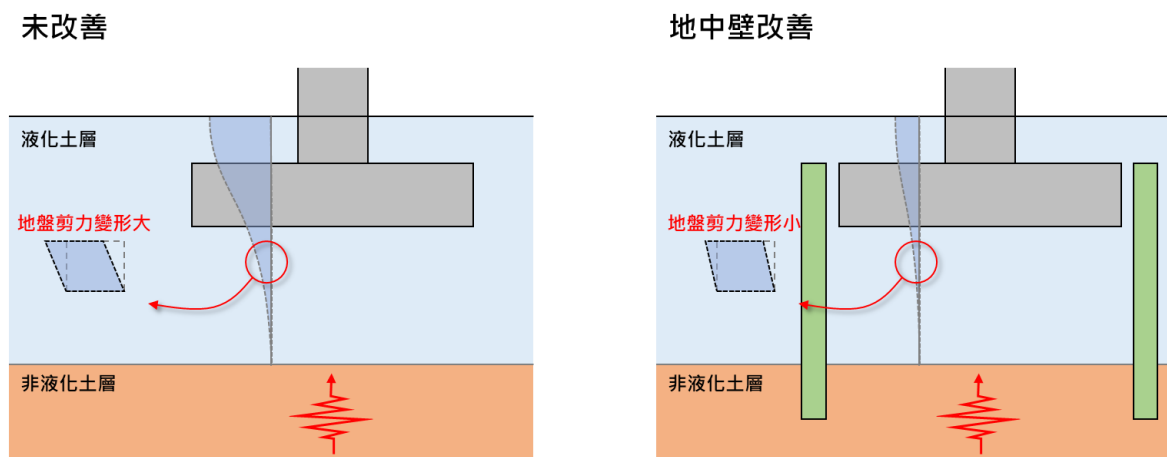


圖 3 地中壁圍束工法抗液化原理

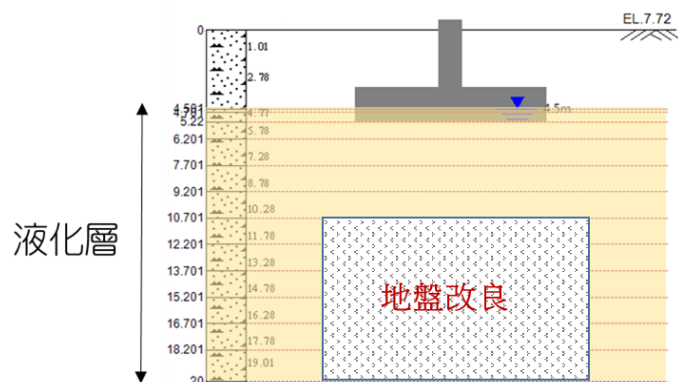
表 2 本標橋梁基礎為淺基礎者液化震陷超過容許值之橋墩

橋梁名稱	淺基礎液化震陷量>容許沉陷量之墩柱數目 (施作 108AH 補充鑽孔後總計墩數)
和美交流道匝道一高架橋	14 (P105~P115, P118~P119, A1)
和美交流道匝道二高架橋	0
和美交流道匝道三高架橋	7 (A1, P301~P306)
和美交流道環道五高架橋	2 (P501~P502)
和美交流道匝道六高架橋	6 (P601~P605, A1)
和美交流道匝道七高架橋	13 (P707~P719)
和美交流道匝道八高架橋	7 (P801~P805, P808~P809)
和美交流道聯絡道西行線	7 (A1, P1101~P1104, P1108~P1109)
彰化一號高架橋 S	16 (PS1D, PS5, PS11~PS12, PS15~PS16, PS22~PS23, PS26~PS33)
彰化一號高架橋 N	15 (PN5, PN11~12, PN15~PN16, PN22~PN23, PN26~PN33)
合計	87 墩

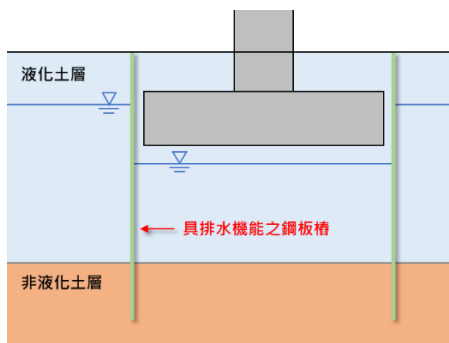
2.2 液化震陷補強

補強方式若以增設基樁方式補強，採擴座增樁方式將樁長穿過液化層至適合承載層以克服液化問題，或以大地工程工法克服，可考量地質改良、降低地下水或地中壁等工法(如圖 4)。其中地質改良在既有基礎下方施作，需考慮斜灌之工程管理；降低地下水有區外排水與管理不易之問題；地中壁工法可降地液化引致之沉陷量並使淺基礎均勻下陷。經評估和美交流道橋群基礎及施工環境特性，原則上採用地中壁圍束工法，地中壁主要採用具勁度之結構如鋼板樁、無筋全套管樁或地質改良樁。其中鋼板樁考慮鏽蝕因素與勁度需求，以 YSP-V 型式適用，因該型國內未量產，進口則工程費過高不具經濟性。就經濟性與施工性而言，橋下淨高大於 8m 者以無筋全套管樁為佳(樁徑 1.0m)；淨高小於 8m 者，因全套管樁施工困難，採用高壓噴射水泥樁(有效厚度為 1.0m)。地中壁圍束工法之樁身穿過液化層，施作起點則以自淺基礎頂部起至地表下 21m。

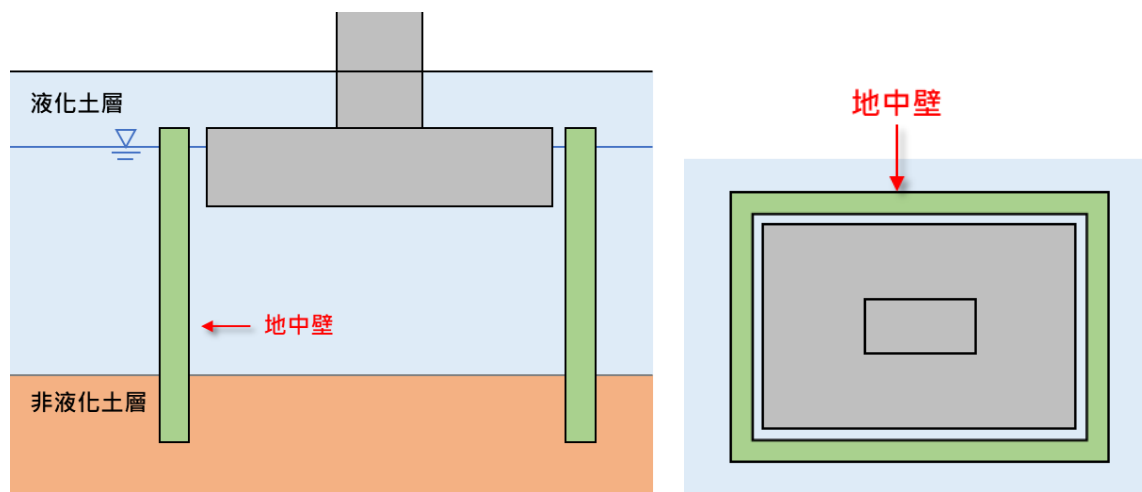
部分區域如橋台無法形成圍束效應或基礎位於匝道處施作地中壁有困難者，則以基礎下方之液化範圍，考量基礎正下方斜灌困難且易因灌漿壓力集中致使淺基礎有頂升變位過大之虞，經評估地表下 9~17m 範圍進行低壓灌漿地質改良以提高克服液化能力，並將震陷量降至容許值以下，該低壓灌漿選用國內成熟且品質控管較佳之雙環塞灌漿工法。



(1) 地質改良工法

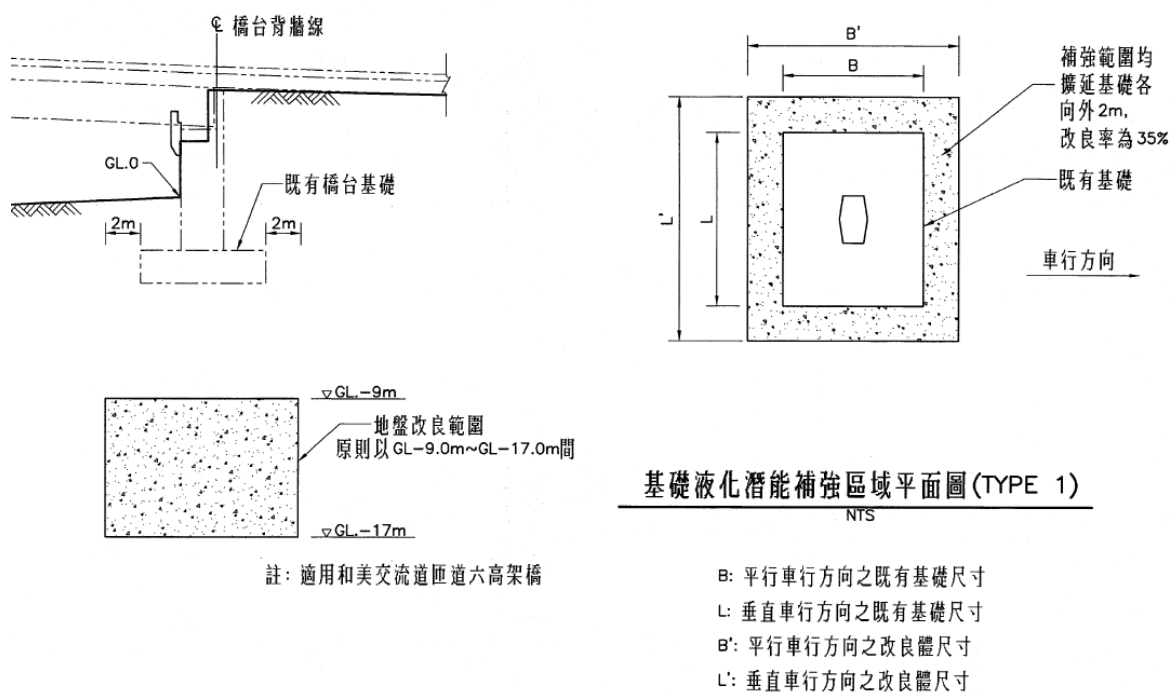


(2) 降低地下水工法



(3) 地中壁隔絕工法

圖 4 克服液化之地工方法：地質改良、降低地下水或地中壁



註：適用和美交流道匝道六高架橋

圖 5 低壓灌漿示意圖

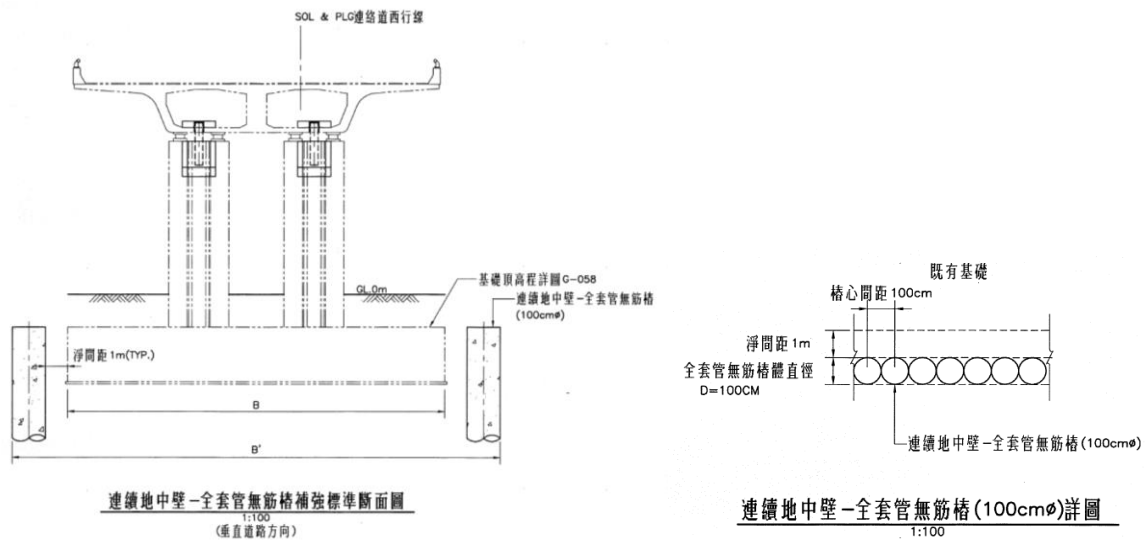


圖 6 無筋全套管基樁連續地中壁示意圖

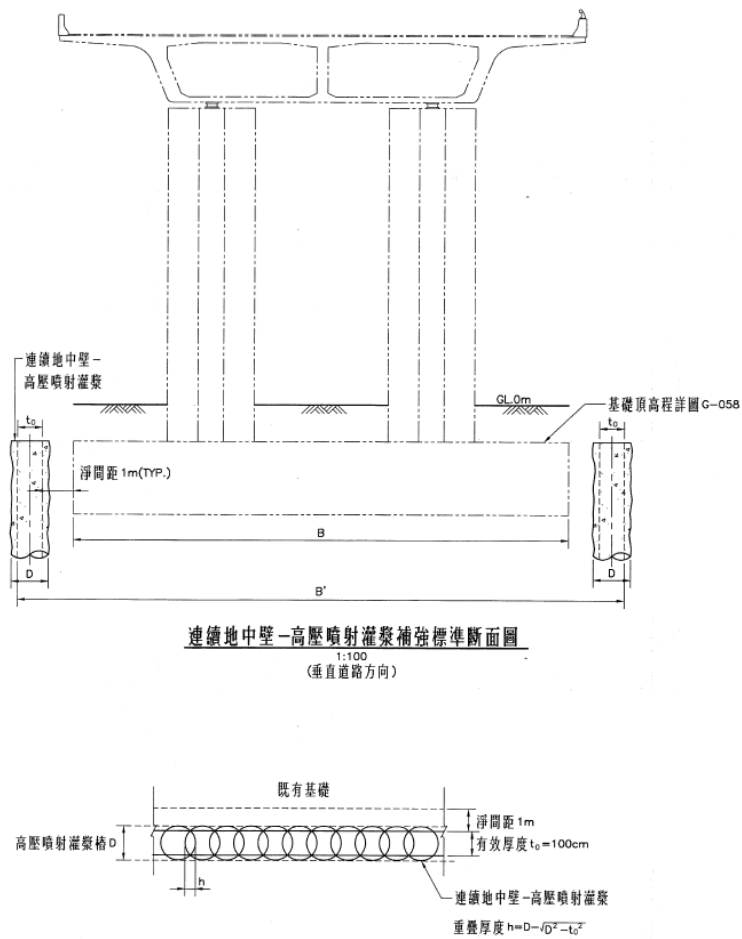


圖 7 高壓噴射樁連續地中壁示意圖

三、結論

和美交流道區橋梁既有直接基礎部分座落於具液化潛勢土層，其補強策略可採增樁方式將基礎置換為樁基礎，避免基礎沉陷，惟工程經費估計達 30 億元，工程經費龐大。經檢討，透過調整土壤液化基礎沉陷之耐震性能，並搭配土壤圍束及地盤改良方式將基礎沉陷量將低至容許值內，使整體補強經費降至 8 億元。

參考文獻

1. 交通部，「公路橋梁耐震設計規範」，民國108年1月。
2. 交通部，「公路橋梁耐震評估與補強設計規範」，民國110年3月。
3. 交通部，「公路橋梁設計規範」，民國109年1月。
4. 國家地震工程研究中心，「公路橋梁耐震性能設計規範研究（第2期）（上冊、下冊）」，民國101年12月。
5. 中華民國結構工程學會，「公路橋梁耐震性能設計規範草案複審成果報告書」，民國102年11月。
6. Seismic Retrofitting Manual(FHWA, 2006)
7. Remedial measures against soil liquefaction(Japanese Geotechnical Society, 1998)
8. 交通部高速公路局，國道高速公路後續路段橋梁耐震補強工程（區段2-1）「細部設計報告(第二標)」，民國109年3月。

In-Cap 補強工法之考量
-以 M11 標國 1 汐五高架橋為例

In-Cap 補強工法之考量

-以 M11 標國 1 汐五高架橋為例

摘 要

位於國道 1 號汐五拓寬段(STA.16k+178D~18k+101D; STA.16k+319U~18k+180U)路堤兩側邊坡處橋墩，經評估結果顯示 PD36D 基礎耐震能力不足，需進行基礎耐震補強。經綜合考量低淨空施工、高速公路主線交通維持及工程經費等因素，採地盤改良及 In-Cap 補強工法進行補強，其中，於基礎周圍打設之 45cm ϕ 基礎補強排樁，亦可作為基礎開挖之擋土支撐，亦可兼作開挖進行基礎補強期間之擋土支撐。

關鍵字：橋梁耐震補強、基礎補強

一、前言

隨著國內規範的修訂，既有基礎常有不符合現行規範的情形，需進行基礎補強，惟基礎補強存在著許多限制，包含橋下淨空、工程經費及交通維持等，針對部分施工空間不足之基礎，我們引進了 In-Cap 補強工法，可於施工空間及成本受限之情況下進行基礎補強。

二、工法介紹

In-Cap 補強工法 (Incremental Capacity Method)係透過補強樁與高壓噴射樁地盤改良，來提高基礎承载力及樁帽側向被動土壓阻抗，以達到提升既有樁基礎耐震能力目的之補強工法。此工法是由日本オリエンタル白石株式會社、日特建設株式會社、不動テトラとは等三家公司成立的聯合研究小組所開發，原係以鋼板樁在現有基礎周圍打設至所需深度，並與現有基礎結合一體，鋼板樁內的土壤則以高壓噴射樁固結改良，如圖 1，其施工程序請參見圖 2。依據日本的實驗與分

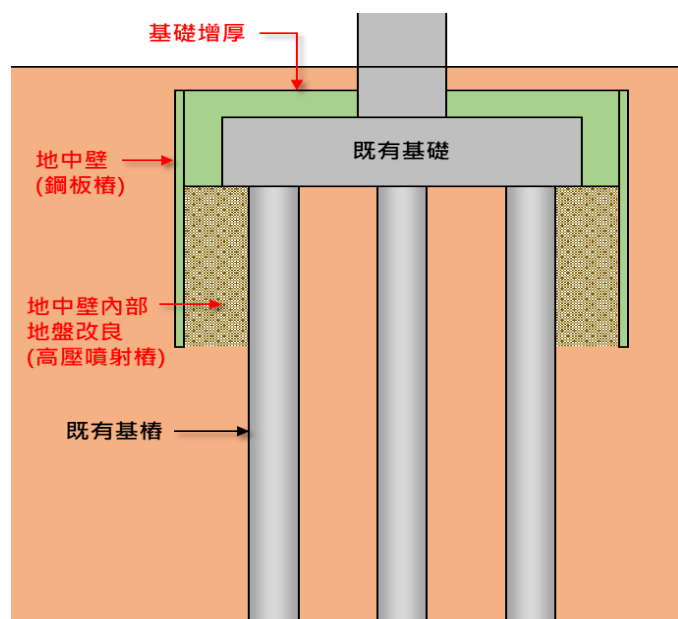
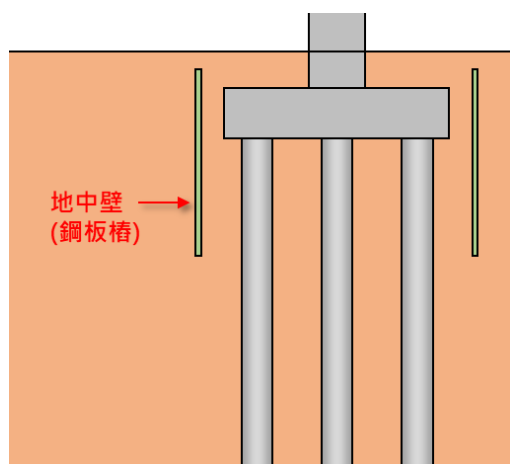
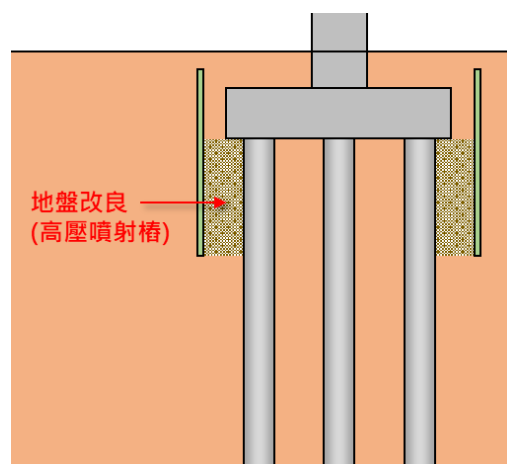


圖 1 In-Cap 補強工法示意圖

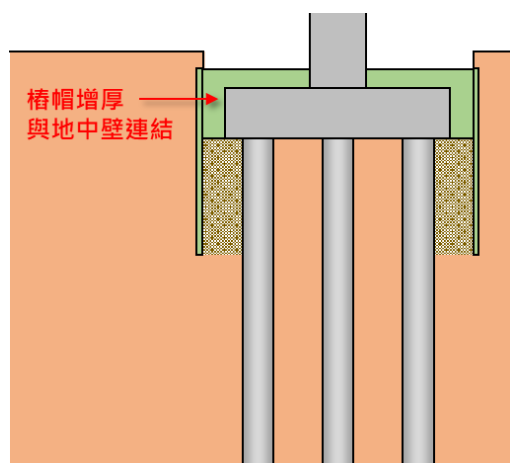
析結果，證明 In-Cap 補強工法確實可以有效提昇整體樁基礎的耐震能力，並已實際運用於日本橋梁之耐震補強。



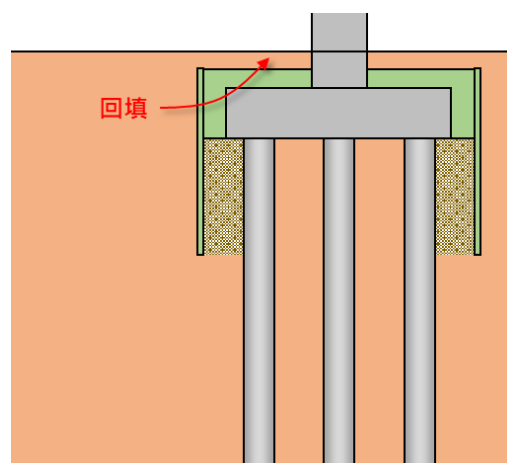
1.在現有基礎周圍打設鋼板樁至所需深度



2.以高壓噴射樁固結改良鋼板樁內土壤



3.進行開挖，以擴基方式與樁帽結合一體



4.切除鋼板樁頂部，進行基礎回填，完成補強

圖 2 In-Cap 補強工法施工程序示意圖

本標補強理念係依既有基礎耐震補強需求，以排樁替代原日本工法之鋼板樁，透過圍繞在基礎周圍的排樁，搭配高壓噴射樁地盤固結改良，類似增加樁帽厚度的效果，來提高基礎承载力及樁帽側向阻抗，以降低既有基樁所承受之地震力需求，達到樁基礎補強之目的，如圖 3 所示。

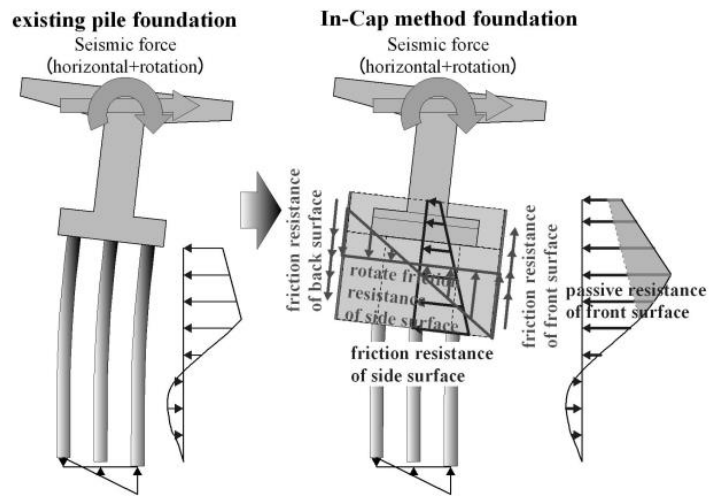
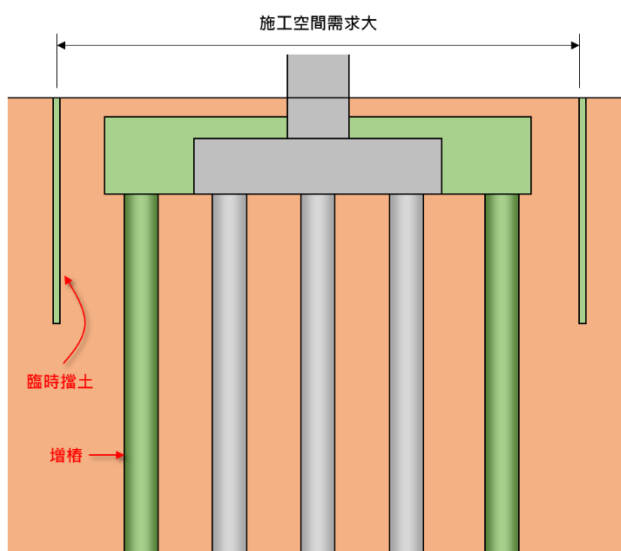


圖 3 In-Cap 工法理念示意圖[4]

與傳統的增樁補強工法相比，In-Cap 補強工法具有以下特色及優點：

1. 所需施工機具較小，可減少或消除大口徑樁打設面臨之低淨空限制。
2. 可以減少擴基增樁之模板、鋼筋和混凝土等用量。
3. 補強施工所需空間較小，可降低交通干擾，簡化或免除交通維持。
4. 在現有基礎周圍打設之排樁，亦可在開挖時提供開挖擋土功能，減少臨時擋土工需求。

增樁擴基工法



In-Cap工法

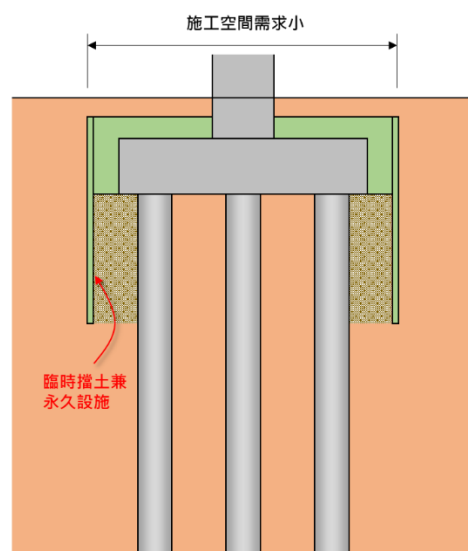


圖 4 擴基增樁工法與 In-Cap 工法比較圖

汐五拓寬段 PD36D 補強案例

汐五高架基礎位於中山高速公路路堤兩側邊坡處，經評估 PD36D 基礎耐震能力不足，需進行基礎耐震補強。若採傳統增樁補強工法，其施工機具位於高速公路側邊坡施作，施工期間封閉高速公路主線車道，對國道營運衝擊甚劇，僅開挖施工與回填恐影響國道路堤穩定與用路人行車安全，經評估採 In-Cap 補強工法進行補強設計。

綜合考量開挖施工中國道路堤穩定、地中壁體勁度、耐久性、不改變補強後既有樁頭配筋及高壓噴射樁施工等因素，本工程補強設計，改於既有樁帽周圍打設小口徑鋼筋混凝土排樁，搭配高壓噴射樁形成較高強度與勁度之地中壁體，以驅動排樁打設深度範圍之被動土壓及摩擦力，如圖 5。

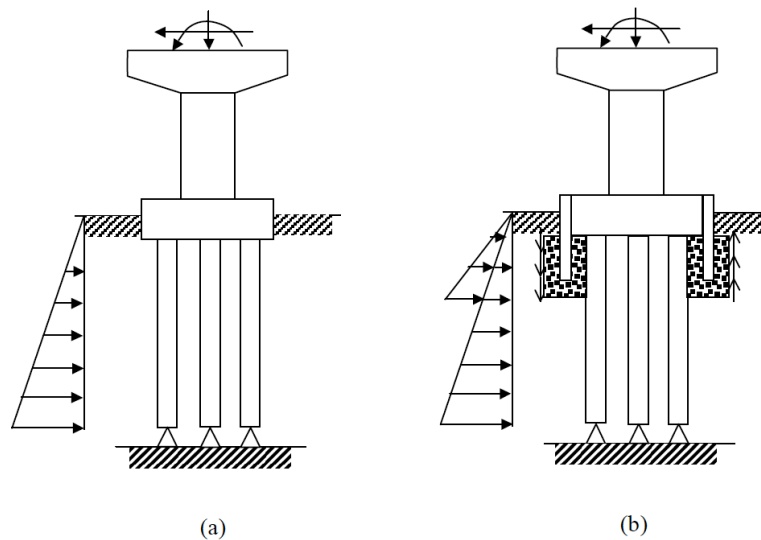


圖 5 既有基礎與補強後基礎受力行為比較[5]

其實際設計內容及構想，是先於距離既有基礎樁帽外緣約 82.5cm 處打設樁徑約 3m，樁長約 7.8m 之高壓噴射樁，完成後施作樁徑 45cm 的鋼筋混凝土排樁，樁間距為 90cm。完成排樁後，利用該排樁作為臨時擋土設施，進行國道路堤邊坡開挖。降挖至基礎底後，以植筋方式連結既有樁帽與新設排樁，如圖 6、圖 7，完成後回填至原地面復舊，同時切除排樁樁頂段，完成補強作業，如圖 8。

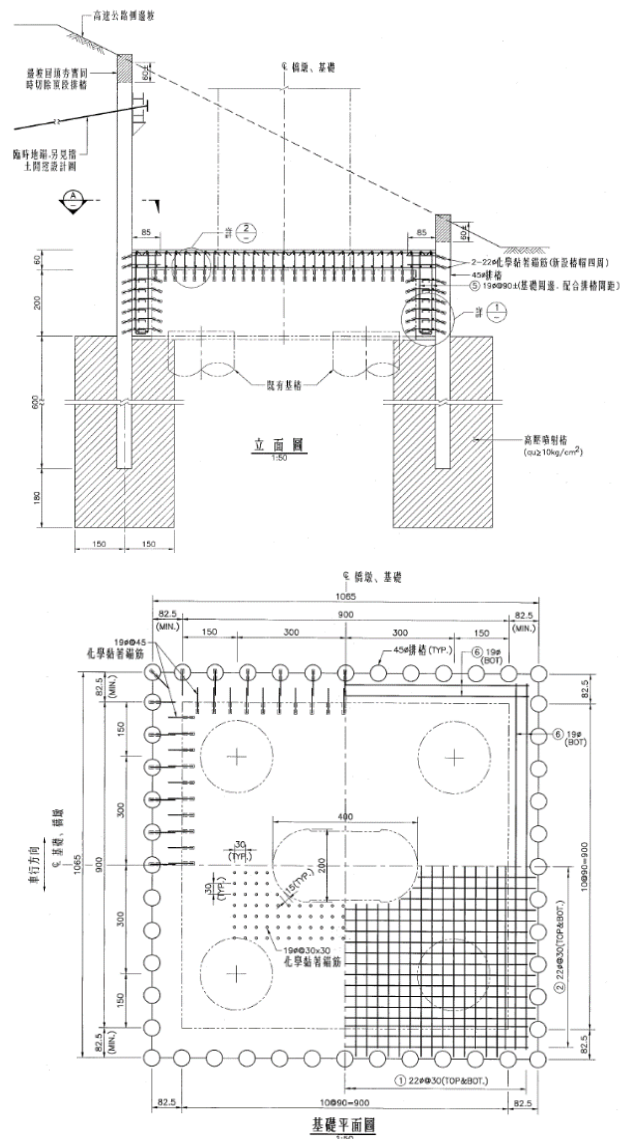


圖 6 PD36D 基礎補強示意圖

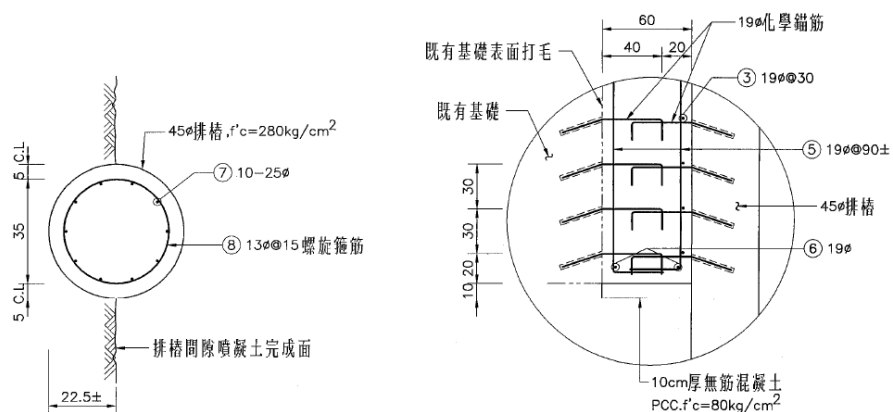


圖 7 45cm ϕ 排樁及接合詳圖

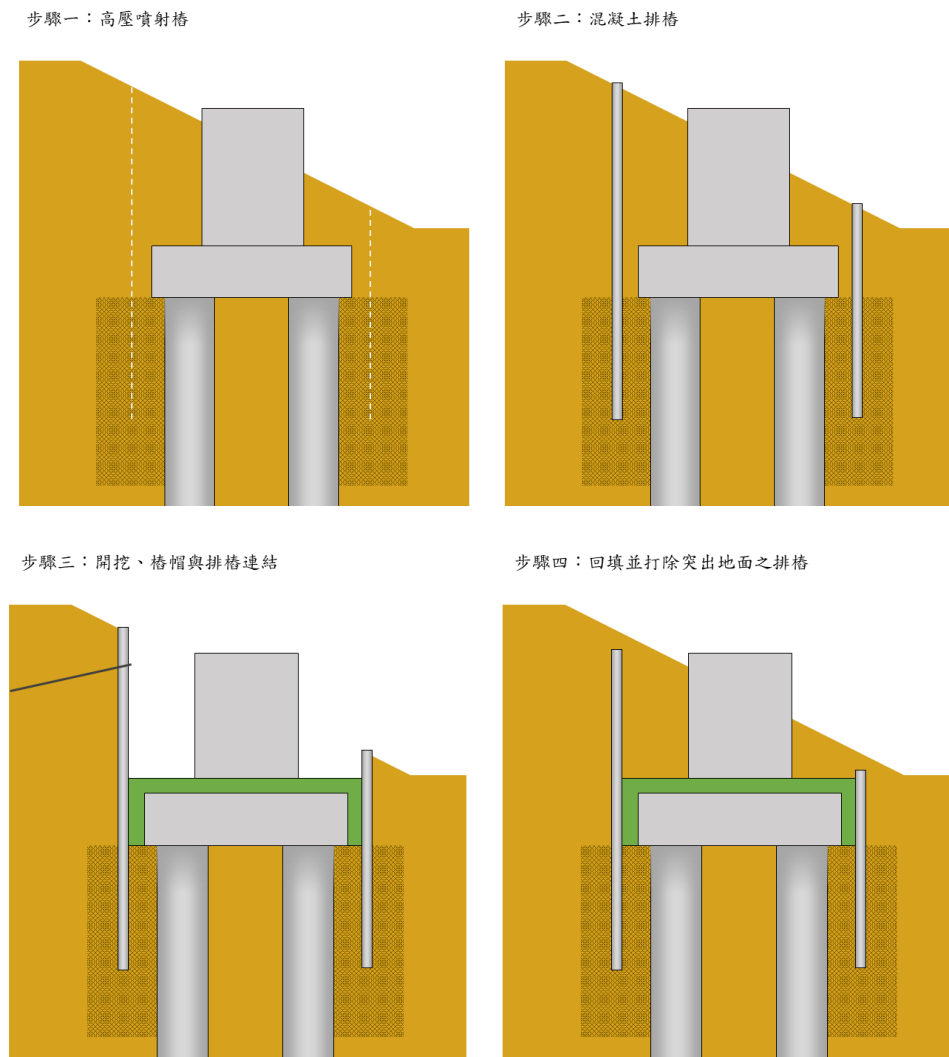


圖 8 PD36D 基礎補強施工步驟示意圖

三、結論

基礎補強常因施工空間及橋下淨空受限，無法採全套管基樁施作增樁補強，本案引進 In-Cap 工法，可適用於橋梁空間受限之基礎補強，以較小之機具完成補強工作。經實際施工結果，證明此工法在進行耐震補強同時，確實可發揮其施工空間限制條件下施工及避免影響國道路堤穩定性之優點。

參考文獻

1. 交通部臺灣區國道高速公路局，國道高速公路橋梁耐震補強第1期工程，工程細部設計報告，民國96年10月。

2. Fukada, H., Kato, K., Aoyagi, M., Ooya, T., and Shioi, Y.: Research on Reinforcement of Existing Bridge Pier Foundations on Soft Ground using Solidification Improvement, 2005 Collection of Papers for the 50th Geotechnical Engineering Symposium, Japanese Geotechnical Society, pp.319-326. (in Japanese)
3. Japan Institute of Construction Engineering: Construction Technology Examination and Demonstration Project (General Civil Engineering Method) Report, In-Cap Method, March 2005. (in Japanese)
4. Hisashi Fukada, Koji Kato, Mamoru Aoyagi, Hirokazu Inagawa and Yukitake Shioi : APPLICATION OF REINFORCING METHODS FOR EXISTING PILE FOUNDATION ON SOFT GROUND (IN-CAP METHOD), 2005
5. Edward Wang : Seismic Retrofit of Pile Group Foundation with Thickened Caps, The Open Construction and Building Technology Journal, 2015, 9, pp.248-254.

其他耐震相關之補強對策

碳纖維包覆補強(FRP 包覆補強)

-以 M34 標國 3 雲南路跨越橋為例

碳纖維包覆補強(FRP 包覆補強)

-以 M34 標國 3 雲南路跨越橋為例

摘要

位於國道 3 號里程 96k+445 雲南路跨越橋，首次引進應用複合材料碳纖維（CFRP）於國道高速公路耐震補強，主要係考量 CFRP 工法具有材料輕、柔性、搬運容易及施工迅速等優點，可避免重機械施工擾動邊坡傾斜橋墩，並對高速公路影響最小。

關鍵字：CFRP、剪力補強

一、橋梁基本資料

本橋位於竹東鎮與寶山交界附近之路塹開挖區(里程 96k+445)，跨越國 3 主線，為橋長 $27.5+42+27.5=97$ 公尺，寬 13.1 公尺之 π 型橋，上部結構採三跨連續之變斷面場鑄預力雙 T 梁，斜撐式墩柱與上構以 45° 之仰角剛接，並與基礎鉸接連結。

基礎、橋柱及橋台混凝土強度採 $f'_c=240\text{kg/cm}^2$ ，鋼筋 29mm ϕ (含)以下採 $f_y=2,800\text{kg/cm}^2$ 、32mm ϕ (含)以上採 $f_y=4,200\text{kg/cm}^2$ 。

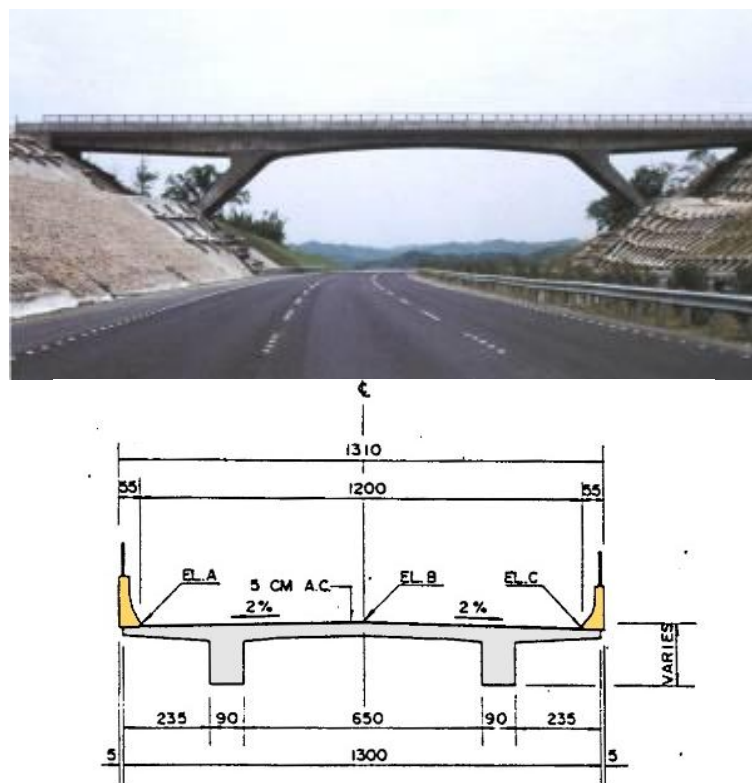


圖 1 國 3 雲南路跨越橋示意圖

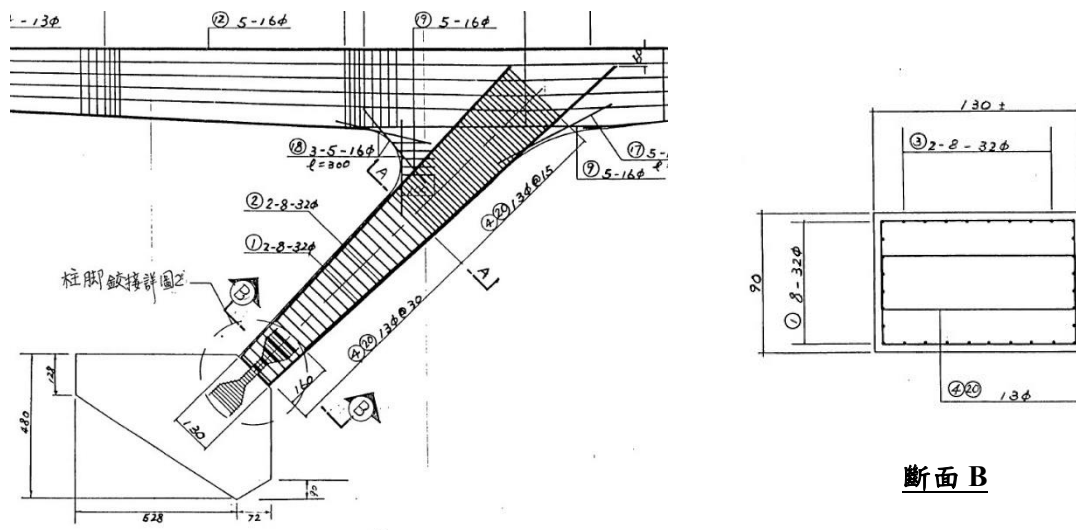


圖 2 橋墩配筋示意圖

依據評估結果，縱向及橫向整體強度韌性評估符合耐震性能，橫向整體強度韌性評估如圖 3，惟橋墩底剪力鋼筋僅配置 4-13 ϕ @30cm，橋墩於等級 III 地震力狀況下剪力(183.5 t)大於結構容量(163.1 t)，需進行橋墩剪力補強。

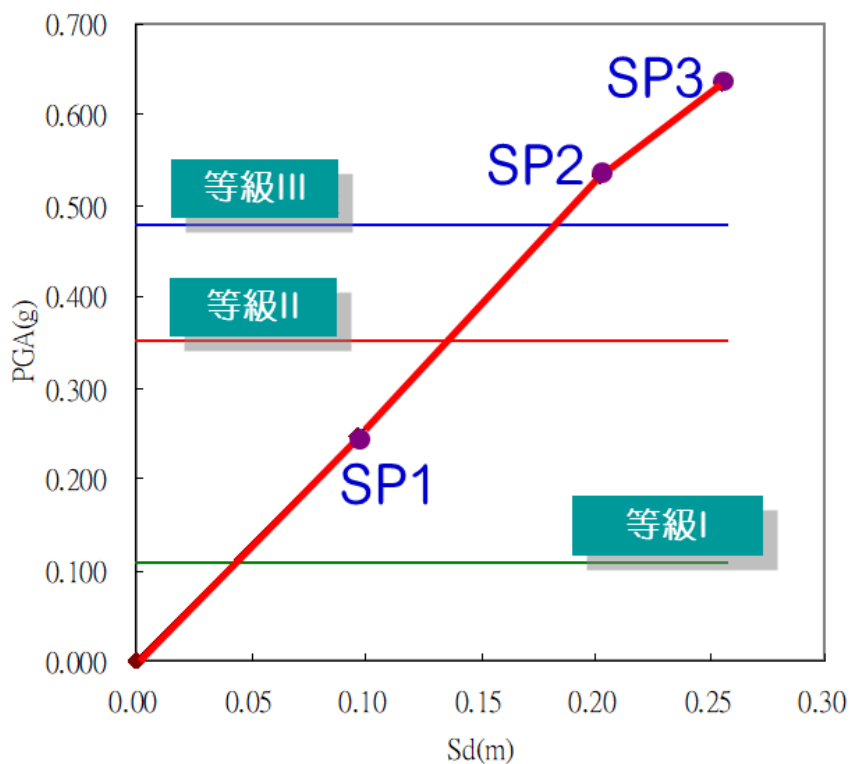


圖 3 垂直橋軸方向強度韌性評估成果

二、耐震補強內容

2.1 補強設計

有關橋墩剪力強度不足部分，可採混凝土包覆補強、鋼板包覆補強及 FRP 包覆補強。由於本橋位於敏感性邊坡若採混凝土包覆補強將增加邊坡額外載重，將不利於本橋之邊坡穩定，故不採用混凝土包覆補強。本橋為 π 型橋，橋柱為傾斜，鋼板包覆施工較複雜且載重亦較 FRP 為重，施工較困難故不採用，故本橋之橋柱剪力補強擬採 FRP 包覆補強。



圖 4 跨越橋週邊敏感性邊坡

FRP 包覆補強雖具有材料輕、柔性、搬運容易及施工迅速等優點，但因此一工法對 RC 橋柱之圍束效果、韌性改善的成效及本土化施工條件是否成熟，仍有待證實，現階段採用 FRP 包覆補強工法必須滿足下列八點嚴格條件：

1. 對於圓型橋柱及矩型橋柱，其位移韌性需求不得超過 6 及 3。
2. 對於矩型橋柱，其長邊長度不得超過 100cm，長短邊之比值不得超過 1.5。
3. 對於圓型橋柱，其直徑不得超過 250cm。
4. 不得採用於橋柱之鋼筋搭接補強。
5. 單柱橋柱不得採用 FRP 包覆耐震補強。
6. 橋柱之軸壓應力不得超過 $0.15f'_c A_g$ 及主筋比不得超過 2.5%。
7. 橋柱變斷面處不得採用 FRP 包覆耐震補強。
8. 河川橋橋柱不得採用 FRP 包覆耐震補強。

由於本橋位於敏感性邊坡，為避免重機械施工擾動邊坡傾斜橋墩，且本橋包覆斷面符合上述限制，考量施工彈性及對高速公路影響最小，首次引進複合材料碳纖維（CFRP）於國道高速公路耐震補強。

本橋主要係透過 FRP 包覆進行橋墩剪力補強，其可視為橫向鋼筋處理，其補強之剪力強度 V_j 計算如下：

圓型橋柱：

$$V_j = \frac{\pi}{2} t_j f_{jd} D \cot \theta \dots\dots\dots (2.1)$$

矩型橋柱：

$$V_j = 2 t_j f_{jd} D \cot \theta \dots\dots\dots (2.2)$$

式中， t_j 為橋柱 FRP 補強之厚度， D 為圓型橋柱之直徑或矩型橋柱在受力方向之尺寸， θ 為剪力裂縫與縱向鋼筋之夾角，設計時可採用 $\theta=35^\circ$ ， f_{jd} 為 FRP 之設計應力，因為環向之設計應變(HoopStrain)=0.004，所以 $f_{jd}=E_j*\epsilon_{jd}=0.004E_j$ ， E_j 為 FRP 材料之彈性模數。

故由式(2.1)、(2.2)可得 FRP 補強之最小厚度 t_j 計算如下：

圓型橋柱：

$$t_j \geq \frac{\frac{V^o}{\phi_s} - V_n}{\frac{\pi}{2} f_{jd} D \cot \theta} \dots \dots \dots (2.3)$$

矩型橋柱：

$$t_j \geq \frac{\frac{V^o}{\phi_s} - V_n}{2 f_{jd} D \cot \theta} \dots \dots \dots (2.4)$$

式中 V^o 為需求剪力強度， V_n 為既有結構標稱剪力強度， ϕ_s 採 0.85。

本橋梁經計算，最終於橋柱及橫梁需貼附 12 層，於橋柱位於橫梁底 1m 以下之部分則貼附 6 層，梁柱接合處(1m)貼附 18 層進行補強，相關設計圖說如下所示：

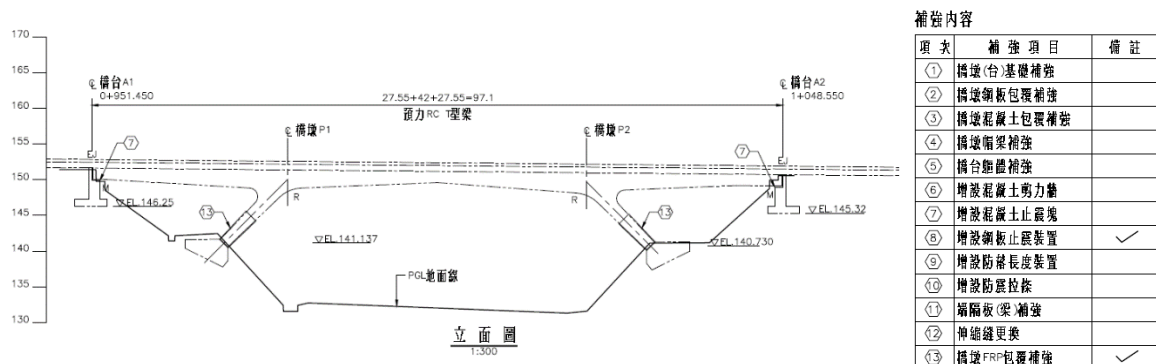


圖 5 國 3 雲南路跨越橋補強內容示意圖

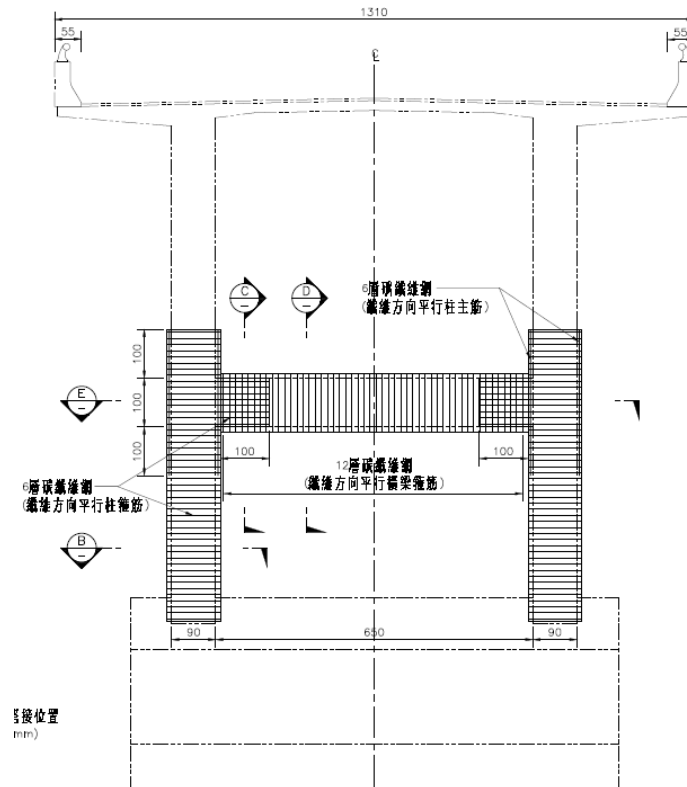


圖 6 國 3 雲南路跨越橋橋墩 CFRP 包覆補強示意圖

2.2 補強施工

本案 CFRP 補強施工步驟說明如下：

1. 準備工程：相關施工材料品質證明及檢測報告須符合品質要求，並存放於通風良好攝氏溫度 5~25 度之儲存所。
2. 底層(面層)處理工程：
 - (1) 混凝土表面劣化層使用高壓水刀進行表面處理(風化、游離石灰、脫模劑、剝離之砂漿、粉刷層、污物等)除去並研磨至粗骨材出現為止。
 - (2) 以砂輪機或磨光機研磨完後以毛刷或高壓空氣槍將粉塵及鬆動物質去除，並確保其充分乾燥、表面要平整無灰塵。
 - (3) 若補強施工標的為具有銳利隅角，須將其磨成半徑為 $\geq 30\text{mm}$ 以上之圓弧 R 角，以免圍束時造成應力集中而降低補強效果。
 - (4) 若補強施工標的是屬於凹角部位時，須使用環氧樹脂砂漿修整(補土工作)，使其凹面成曲線平滑化，以利貼片貼覆。
3. 斷面復舊與不平整面修整工程：
 - (1) 鋼筋露出部位須做防銹處理，如損壞程度嚴重，須採取換新等措施以確保安全。
 - (2) 斷面面層上有剝落、孔隙、蜂窩的部位要先研磨去除，再以與混凝土具同強度以上之高分子砂漿(環氧樹脂砂漿或壓克力樹脂砂漿)進行修復，而對於大區域凹洞之修補則以無收縮水泥砂漿進行填補。
 - (3) 不平整面須以砂輪機磨平(含鑽石砂輪片)，如模版間段差太大則可使用環氧樹脂

砂漿修整。

4. 裂縫注入工程：

結構物若有龜裂現象產生時，視情況以下列方式處理：

- (1) 若裂縫寬度大於 5mm 則可以水泥砂漿填入後抹平結構物表面。
- (2) 無法以水泥砂漿填注處，可使用封塞劑先將裂縫處堵住，再以低壓樹脂注入法將灌注用樹脂注入裂縫中，待確認注入材硬化後將多餘封塞劑和凸出物除去，再以補土補平，使表面平坦化。

5. 底漆工程：

- (1) 確認施工環境混凝土表面會結露或接觸到水處不得施工，濕氣太高將導致樹脂與水氣產生作用而干擾膠化過程。若迫於工期或其他因素必須施工時，則：
 - a. 施工現場須有保溫和除濕設備以降低濕度，確保施工品質。
 - b. 選用濕潤面專用底漆施工。
- (2) 施工環境確認後，即可選用適當底漆材料針對上述之處理後施工面進行底漆施工。施工過程及注意要點如下：
 - a. 將底漆之主劑和硬化劑依規定配比，置於攪拌槽中以低速電動攪拌器充分且均勻攪拌，一次攪拌量為在可使用時間之施工量，超過可使用時間之材料不可再使用(可使用時間依材料使用說明書指示材料用量)。
 - b. 施工面以滾筒毛刷含浸底漆均勻塗布用量不低於 0.4kg/m^2 ，塗布量隨施工面的狀況不同而異，要斟酌使用，塗布次數依現場狀況決定是否塗布第二道，塗布第二道時須等第一道初乾後。
 - c. 底漆之指觸乾燥時間約 3~12 小時。
 - d. 施工現場嚴禁火源，施工人員必須使用保護工具。

6. 表面不平整之再修正(較小區域凹洞之補土工作)

本工作為貼片貼覆工程前之再修正工作。

- (1) 將補土之主劑和硬化劑依所規定配比稱重後置於攪拌器中攪拌一次攪拌量為在可使用時間內用完之施工量，超過可使用時間的材料不可再使用。
- (2) 等底漆乾燥後，將補土材料塗抹於上述之缺陷上，塗抹後的施工面必須使用適當工具(如刮刀、砂輪機、研磨機等)加以修整，使整個施工面平整光滑。

7. CFRP 補強貼覆工程：

- (1) 確認施工環境混凝土表面會結露或會接觸到水處不得施工，因濕度太高而會導致樹脂與水氣產生作用而干擾膠化過程。若迫於工期或其他因素，必須施工時，則施工現場必須有保溫設施和除濕設備以確保底漆表面或貼片表面不會有水分存在。
- (2) 施工過程與注意要點：
 - a. 塗布接著樹脂前必須先確認底漆狀況為指觸乾燥。
 - b. 纖維加勁材貼片預先以剪刀或刀片依所設計尺寸裁切。
 - c. 將環氧樹脂主劑及硬化劑依所規定配比稱重後置於攪拌槽中以低速電動攪拌器充分均勻攪拌，一次攪拌量為在可使用時間內用完之施工量，超過可使用時間的材料不可再使用。
 - d. 施工面以滾筒毛刷含浸接著樹脂均勻塗布，其使用量隨混凝土表面狀況不同

而斟酌使用。惟需避免樹脂過量導致纖維滑移或扭曲，抑或樹脂不足導致含浸不足，施用量不得低於 0.6kg/m^2 。

- e. 將纖維貼片平順的貼合在含浸樹脂的塗布面，並用刮刀沿著纖維方向用力刮平以除去氣泡和貼平貼片後移除離型紙。
- f. 利用 CFRP 用脫泡滾輪或塑膠具凹槽型式塑膠滾輪沿著纖維方向來回滾壓以充分含浸樹脂和除去氣泡，拱起部位及角落容易產生氣泡，須小心除泡。
- g. 在已貼妥之纖維貼片上，再度以含浸樹脂之滾筒毛刷將樹脂均勻塗布後重覆(f)步驟，務必使含浸完全。纖維貼片貼覆 30 分鐘後才可進行上層樹脂塗抹，此期間要注意貼片是否有浮起或錯位現象，若有則以滾輪或刮刀壓平修正。
- h. 二層以上積層，重覆(d)~(g)步驟，但以相隔一天的效果最好，若迫於工時，則至少要間隔 1 小時以上。冬季施工以一日一層施工，品質最好。
- i. 纖維貼片搭接時，纖維(長向)方向搭接長度須大於 20cm。
- j. 施工中若有發生結露現象，則須擦乾和保持乾燥才可施工，同時在貼覆後要考慮施工環境對貼覆的影響(如風壓效應，端部的固定等)。
- k. 施工人員須穿著保護工具(如面罩、眼鏡、手套等)。

8. 養護工程

- (1) 碳纖維貼片補強施工後，為避免雨水、砂、灰塵等附著於上，必須使用塑膠布保護，應注意覆蓋布不要碰觸到施工面。
- (2) 覆蓋布養護需達 24 小時以上。
- (3) 為達成設計強度，平均氣溫 10°C ，養護期間為兩週；平均氣溫 20°C ，養護期間為一週。

9. 表面防護粉刷層材料

外層碳纖維貼片及環氧樹脂表面除設計圖另有說明，應以均勻分布粒徑 1~2mm 之石英砂及防水彈性水泥與砂砂拌合之砂漿粉刷，並以與混凝土表面相同顏色之水泥漆塗布。

其中防水彈性水泥砂漿：以合成乳液、卜特蘭水泥、砂砂和其他化學成分調合成均勻之漿狀物。



圖 7 現場施工示意圖

三、結論

CFRP 工法具有材料輕、柔性、搬運容易及施工迅速等優點，然非所有橋梁均可使用該工

法補強，應從經費考量及因地制宜而審慎評估，本橋梁因位處敏感性邊坡，經選定採用該工法補強，希冀藉由累積設計、施工經驗、檢測及養護之經驗，其成效良好，期逐步能為國道高速公路耐震補強工程使用。

參考文獻

1. 交通部，「公路橋梁耐震設計規範」，民國108年1月。
2. 交通部，「公路橋梁耐震評估與補強設計規範」，民國110年3月。
3. 國家地震工程研究中心，「公路橋梁耐震評估及補強準則（草案）」，民國98年12月。
4. 國家地震工程研究中心，「公路橋梁耐震性能設計規範研究（第2期）（上冊、下冊）」，民國101年12月。
5. 交通部臺灣區國道高速公路局，國道高速公路橋梁耐震補強第2期工程(第1優先路段)工程細部設計報告，民國102年3月。

上部結構 FRP 與外置預力補強

-以 M38C 標國 3 烏溪一號河川橋為例

上部結構 FRP 與外置預力補強

-以 M38C 標國 3 烏溪一號河川橋為例

摘 要

隨著預力橋梁數量成長，以及已通車使用時間增長，預力箱形梁維護補強需求亦漸增。本文以國道後續路段橋梁耐震補強工程（區段 2-1）中之國道 3 號烏溪一號河川橋預力箱形梁補強為案例，介紹該案從橋梁現況調查、評估、補強設計到完工後監測各階段之執行方式與考量。本橋採用碳纖維貼片進行大梁及頂板撓曲與剪力補強，為確認其補強成效，於施工階段同時辦理 CFRP 之貼片錨碇性能試驗及縮尺之 CFRP 補強斷面力學行為試驗，以回饋補強設計。另本橋搭配增設外置預力補強，以調整改善箱形梁之應力狀態；其設計參考國際結構混凝土協會(fib)及美國後拉法預力學會(PTI)對防蝕保護等級之分類，採用 PL3 等級標準，運用真空灌漿、電氣隔離鋼腱(EIT)、鋼腱張力磁通量感測器(EM Sensor)、可更換式後拉外置預力系統等技術，以提供外置預力鋼腱耐久性，以及完工後可監控及可抽換性。本工程並規劃有完工後監測系統，可透過補強後橋梁行為監測，驗證整體補強成效，並提供相關資料以利後續管理及養護參考依據。

關鍵字：預力梁補強、碳纖維、外置預力、真空灌漿、電氣隔離鋼腱、可更換後拉預力系統

一、前言

國道 3 號烏溪一號河川橋全長約 2,155 公尺，採預力混凝土箱形梁，以場鑄懸臂工法施作，屬二高後續計畫彰濱快官段第 C326 標工程，於民國 92 年 12 月完工，93 年元月開放通車。本橋南北雙向橋面結構分離，各向為 3 車道，詳見圖 1。河道範圍內之 P1~P23 橋墩採沉箱基礎，其餘橋墩採直接基礎。雙向橋梁各分 7 個振動單元，每單元為 3~5 跨連續，主跨標稱跨徑約為 90 公尺，端跨標稱跨徑約為 71.5 公尺。

本橋完工通車後橋面即持續產生變形下垂現象，其中以北上線 PN21 與南下線 PS17 伸縮縫前後路段較為明顯，最大凹陷量約 24cm。由於伸縮縫前後路面凹陷，導致伸縮縫處相對凸出，行車舒適性不佳，用路人屢次陳情反應，故曾辦理施拉外置預力、橋護欄加高、混凝土裂縫修補、橋面 AC 高程調整等改善措施，惟依據監測成果，改善後撓度仍有繼續發展之趨勢，如圖 2 所示。

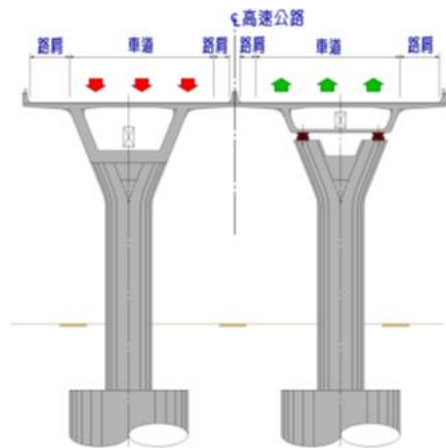


圖 1 烏溪一號河川橋斷面示意圖

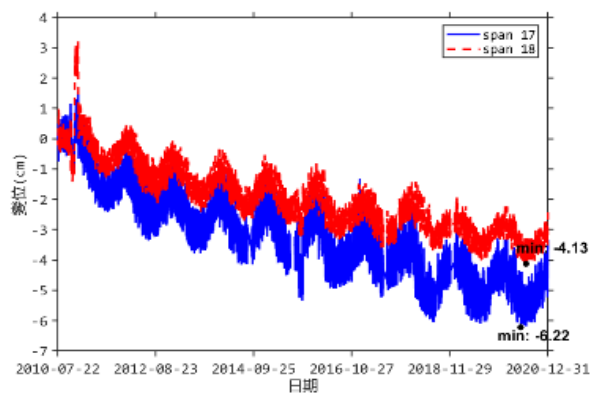


圖 2 前期改善完工後變位監測成果

二、橋梁現況補充調查

橋梁現況條件為數值分析模型建立、大梁劣化研判、評估與補強設計等作業之依據，為使評估與補強設計儘量反映橋梁實際狀態，除原設計、竣工資料外，亦蒐集歷年改善、維護、檢測資料，並辦理相關補充調查，調查項目及說明詳表 1。

表 1 現況補充調查內容彙整表

項次	調查項目	說 明
1	橋面AC厚度	採車載三維透地雷達探查， 雙向各4條測線
2	橋面厚度	車載三維透地雷達探查，搭配 敲擊回音法檢測、微鑽孔驗證
3	混凝土裂縫	含新增及已修補之裂縫
4	裂縫深度	由裂縫調查成果中研判劣化程度 較嚴重者進行深度檢測
5	混凝土彈性模數	以敲擊回音法推估
6	箱梁有效勁度	微振量測
7	梁內外置預力	1. 外置預力現況目視檢測 2. 以振動法進行預力檢測 3. 套管內填充檢測（敲擊回音法）
8	箱梁鋼筋探測	二維透地雷達探測作業

三、箱形梁評估與補強設計

依竣工圖說所載之材料、施拉預力以及乾縮潛變等條件，配合現況調查成果，加載瀝青混凝土鋪面載重與混凝土橋面版額外載重進行分析評估，評估結果箱形梁有剪力及彎矩強度不足、斷面應力超過容許值以及頂版橫向撓曲強度不足造成版底縱向裂縫等問題。

針對箱形梁剪力強度不足問題，考量以條狀鋼板進行貼附補強，將增加箱形梁自重負荷，且箱梁內已有前期補強外置預力錨碇塊，鋼板搬運不易，並需於箱梁上鑽孔，施工放樣較為困難、及補強後外觀等因素，最後採用碳纖維強化聚合物複合材料(Carbon Fiber Reinforced Polymer, CFRP)進行補強，其配置為於箱形梁腹版內外側以間隔 30 公分寬 50 公分之橫向帶狀 CFRP 貼片進行補強；箱梁撓曲強度不足問題，則於底版進行縱向 CFRP 貼片補強；頂版橫向撓曲強度不足造成版底縱向裂縫問題，則於箱梁內頂版底部以間隔 30 公分寬 50 公分之橫向帶狀 CFRP 貼附進行補強，詳見圖 3~圖 5。

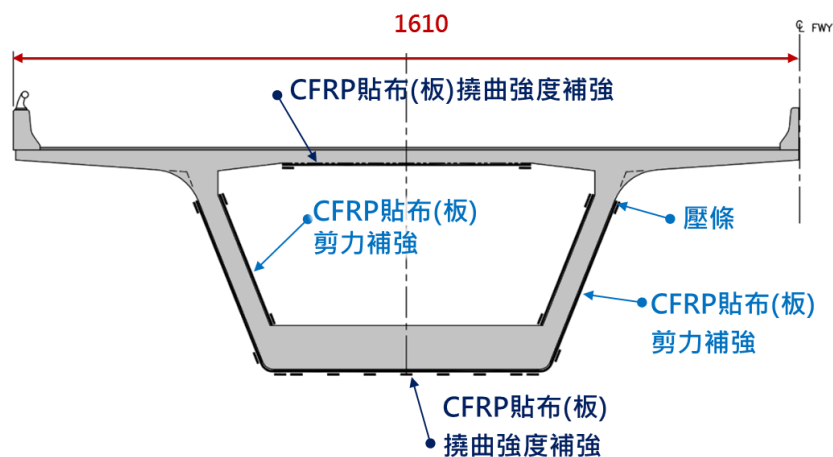


圖 3 黏貼條狀 CFRP 工法

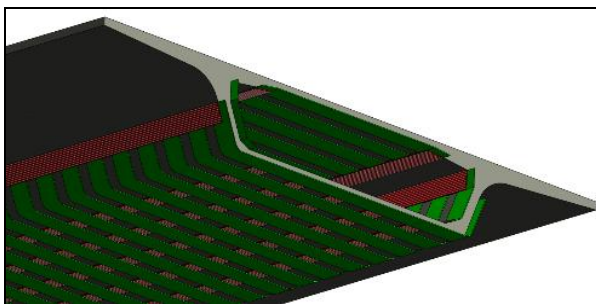


圖 4 箱梁 CFRP 補強模擬圖

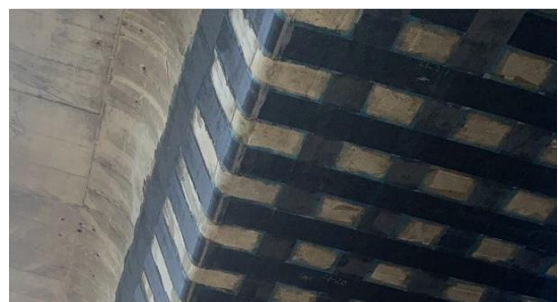


圖 5 箱梁 CFRP 施工照片

CFRP 補強貼片兩端之錨定方式決定其可發揮之強度，經評估不同的錨碇工法，錨栓錨碇法 (Spike Anchor) 及表面溝槽鑲嵌錨碇法 (Near Surface Mounted Anchor, NSM) 等錨碇方式均需

於已裂損之箱梁上鑽孔或開槽，故採用壓條貼片錨碇法（Patch Anchor）設計。

另為確保工程設計成果之嚴謹，合理掌握與探討以 CFRP 補強之性能，本工程於施工階段同步委託國家地震工程研究中心進行 CFRP 之貼片錨碇性能試驗，如圖 6，以及 CFRP 之斷面力學行為試驗，如圖 7，以回饋橋梁補強設計成果評估參考。

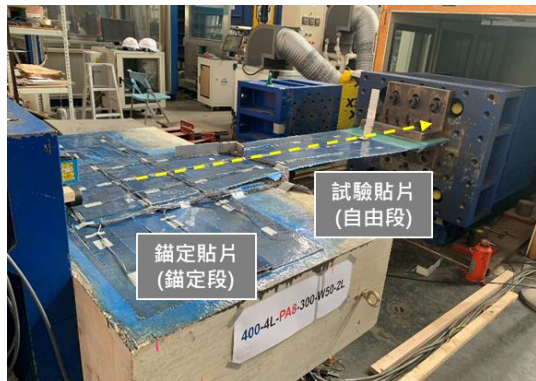


圖 6 CFRP 之貼片錨碇性能試驗



圖 7 CFRP 之斷面力學行為試驗

另針對斷面應力超過容許值部分，研擬採增設外置預力補強方式，提供大梁壓應力及向上垂直分力，以調整拉應力至規範容許值內。考量外置預力偏心率、箱梁內前期改善工程已設既有外置預力及錨定塊剩餘空間、預力施拉及未來抽換空間需求等因素，經評估採用於箱梁外增設外置預力進行補強，詳見圖 8。



圖 8 箱形梁外增設外置預力補強

本橋增設外置預力補強，參考國際結構混凝土協會（fib）及美國後拉法預力學會（PTI）對防蝕保護等級（Protection levels of tendons）之分類，採用 PL3 等級標準設計，以提供外置預力鋼腱之耐久性，以及完工後之可監控及可抽換性。本工程外置預力設計特色包括：

1. 套管內採真空灌漿（Vacuum Grouting），以確保套管內灌漿品質，減少孔隙。

2. 電氣隔離鋼腱 (Electrically Isolated Tendon, EIT) 在歐洲已有一段長期且成功的運用紀錄，美國 FHWA 亦已開始推廣該技術。主要除傳統鋼腱及塑料套管，另採塑料喇叭套管、絕緣板、量測導線組成，除提供保護，避免雜散電流腐蝕；施工階段可以驗證鋼腱隔離效果 (封裝品質)，並提升對各構材儲存、加工、安裝的小心程度；完工後，更可透過 LCR 阻抗分析儀 (LCR meters) 量測鋼腱及外側鋼筋間之電阻值，隨時進行鋼腱狀況之非破壞性檢測評估。
3. 部分鋼腱於預力施拉前即設置張力磁通量感測器 (EM Sensor, EMS)，以獲得預力初始值，及提供後續監控鋼腱預力量。
4. 採用可更換式後拉外置預力系統，轉向座及端錨座均配合設計，並預留未來抽換空間。

四、補強後之監測

鑑於預力混凝土橋梁因長期老劣化可能影響橋梁安全，本橋長期監測系統之建置，可透過補強後橋梁行為監測，以驗證整體補強成效，並提供相關資料以利橋梁管理單位後續管理及養護參考依據。另考量監測資料之延續性，因此本案監測系統建置計畫，針對交通部高速公路局中區養護工程分局原有監測之 4 個單元 (N6、N5、S5 及 S4) 進行規劃，以利後續大梁變形趨勢之比對，及監測資料之延續。

本工程規劃針對橋梁之上構沉陷、溫度及新設墩柱頂部大梁之位移量進行監測。摘要說明如下：

1. 參考現況既有監測資料，橋梁邊跨沉陷變形較為明顯，故規劃於各邊跨布置 3 處沉陷計，中間跨布置 1 處沉陷計，用以即時監測橋跨沉陷變形，並進行長期沉陷趨勢安全評估。
2. 由於監測資料須考量環境溫度效應，規劃於箱梁內布置溫度計，以適當納入溫度補償調校，詳實反映橋梁結構特性。
3. 於增設橋墩帽梁上規劃布置位移計，用以監測增設橋墩帽梁和上方橋跨之相對位移，即時監測橋跨沉陷變形，進行長期沉陷趨勢安全評估。
4. 以預力廠商依約提供之資料擷取設備，定期進行量測 EIT 電阻值與 EMS 拉力值。

五、結論

既有國 3 烏溪一號橋於完工通車後即有上部結構持續變位，經評估其有大梁「剪力強度不足」、「極限彎矩強度不足」及「混凝土應力不符規範」情形，針對「剪力強度」及「極限彎矩

強度」部分，採 FRP 包覆補強，其有材料輕、抗拉強度強在箱內容易搬運，包覆於箱外其外觀無突兀感等優點，並運用了壓條貼片錨碇法（Patch Anchor）進行 CFRP 貼片補強。

增設外置預力補強則採用真空灌漿、電氣隔離鋼腱、鋼腱張力磁通量感測器、可更換式後拉外置預力系統等技術，目前正在施工中，其設計、施工、試驗、監測結果及經驗，可提供未來相關深化研究及工程運用之參考。

參考文獻

1. 交通部，「公路橋梁耐震設計規範」，民國108年1月。
2. 交通部，「公路橋梁耐震評估與補強設計規範」，民國110年3月。
3. 國家地震工程研究中心，「公路橋梁耐震性能設計規範研究（第2期）（上冊、下冊）」，民國101年12月。
4. 交通部高速公路局，國道高速公路後續路段橋梁耐震補強工程(區段2-1)，工程細部設計報告(第二標)，民國109年3月。
5. 國道3號烏溪1號河川橋後續變位監測維護工作期末報告（民國107年1月至民國110年3月）。高速公路局中區養護分局。中華民國110年4月
6. fib Bulletin 33：Durability of post-tensioning tendons
7. PTI/ASBI M50.3-19：Specification for Multistrand and Grouted Post-Tensioning （2019）

低淨空橋下空間之基礎補強方案

低淨空橋下空間之基礎補強方案

摘 要

高速公路在基礎補強常因橋下淨高受限，而無法以大型機具施作補強效率較高之大口徑 RC 基樁。因此本文就橋下淨空條件、地質因素及不同基礎補強目標之考量下，對於全套管基樁及鋼管樁等工法所適用之環境與設計理念探討，作為如何選用適合之補強方案參考。

關鍵字：橋梁耐震補強、低淨空、基樁補強

一、前言

依據交通部頒公路橋梁耐震評估與補強設計規範，基礎系統耐震容量不足，係指在各級地震作用下基礎系統與其構件之承載能力、塑性率與變形量無法達到規範的要求數值。當基礎系統之耐震容量無法滿足地震需求時，必須考慮基礎補強。

樁基礎補強常以補樁方式進行，基樁的選擇及設計，應考量安全性、經濟性及施工條件(如地質條件等)審慎評估之。與新建工程不同，橋梁耐震補強工程於既有橋梁下方進行，施工空間受限於橋下淨高常需採用低空間式施工機具，並配合降挖路面及相關擋土設施與交通維持措施以竟全功。樁基礎補強以全套管基樁、鋼管樁及高強度微型樁為最常見之補強方式，本文將針對三種工法進行介紹及比較，以期提供日後樁基礎設計選用的補強方案參考。

二、工法介紹

2.1 低淨空全套管基樁補強工法

1. 工法概述

全套管基樁為場鑄混凝土基樁的一種，係利用油壓靜態方式將套管壓入土層中，藉以保護孔壁避免崩塌，再以吊車搭配抓斗取出管內土石，反覆壓入套管並持續挖掘或抓取土石，達到需求之深度後，清除樁底淤泥再予吊放鋼筋籠，使用特密管灌漿並將套管分段拔出，直至混凝土澆置達到樁頭預定高程，始完成樁體施築。

2. 作業流程

- (1) 測量及放樣、鑽機樁位定位、開始鑽掘、地層及樁長確認、孔底處理。
- (2) 鋼筋籠製作、超音波樁孔檢查、鋼筋籠吊放。
- (3) 特密管裝設、澆注混凝土、樁頭處理劣質混凝土。

3. 施工中注意事項

- (1) 鑽掘

- a. 垂直度：1/50～1/1000 不等。
- b. 中心偏差：一般中心偏差之規定在正負 7.5～15cm 之間，採用 10cm。
- c. 鑽掘後：孔底泥清除處理。

(2) 鋼筋籠

- a. 鋼筋應符合土木 401-110 或公共工程委員會規範及相關設計圖說規定。
- b. 鋼筋應符合 CNS560 SD-42W 之規定。
- c. 鋼筋籠主筋之搭接及箍筋之固定使用點銲施工，均合乎施工補充說明書規範及銲接之相關規定辦理。
- d. 鋼筋籠主筋於樁頂算起 7m 以內不能搭接。
- e. 基樁鋼筋籠吊放時不得扭曲碰撞孔壁。
- f. 上、下節主筋搭接斷面須有 1/3 交錯配置。
- g. 搭接長度不得小於主筋斷面 40D 長。
- h. 搭接鋼筋每支最少須有三處銲點其銲接總長度不得小於主筋直徑之 5 倍。

(3) 水中澆置混凝土

- a. 水中澆置混凝土配比應符合土木 401-110 或公共工程委員會規範及相關規定。
- b. 水中澆置混凝土坍度範圍為 16cm～20cm。
- c. 水中澆置混凝土最大水灰比(W/C)為 0.50。
- d. 水中澆置混凝土粗粒料尺寸 3/4" -NO.4。
- e. 水中澆置混凝土拌合後溫度不得低於 10 度，亦不得高於 29 度。
- f. 水中澆置混凝土自拌合後 1.5 小時內若未使用者不得使用。

(4) 預防措施

- a. 澆置混凝土避免速度太快造成鋼筋籠變形或上浮。
- b. 混凝土澆置時必須預防澆置中斷的事故出現，密切注意供料廠混凝土供給及車輛調度的情形。
- c. 注意混凝土坍度、配比，預防特密管塞管。
- d. 注意土壤特性及地質鑽探資料，避免砂湧發生。

2.2 震動式鋼管混凝土樁補強工法

1. 工法概述

鋼管樁是在近半個多世紀以來獲得發展而成為當今基礎工程中的一種主要樁種。早在 20 世紀 30 年代歐洲開始大量採用鋼樁，橋梁、高層建築、海港碼頭均以鋼管樁作為基礎。補強工程常用為在既有基礎周邊增設 610mm ϕ 內灌混凝土鋼管樁，在橋下低淨空條件下施工，小口徑基樁(610mm ϕ)所需之樁機能量應較小，機械設備改裝或引進之門檻亦較低，相對的施工成本應較

可掌握；採用鋼管樁則是因為 RC 全套管場鑄基樁有基樁頂部塑鉸區鋼筋續接的困擾及套管拔除費時對工率之影響，而 RC 反循環基樁則有坍孔影響舊橋基礎之疑慮；另於樁頭 15m 範圍內設置鋼筋籠形成「鋼管鋼筋混凝土」複合斷面，可有效增加其彎矩容量；此基樁工法是美國加州自 1971 年 San Fernando 地震以來基礎耐震補強常用的方法，其耐震性能並已經獲得 UCSD 之縮尺試驗證實。

2. 作業流程

鋼管樁之施工步驟如下所示：

- (1) 定位
- (2) 打設及鑽掘並植入第一節鋼樁
- (3) 第二節鋼樁組合銲接
- (4) 重覆植入所有鋼樁並施作銲道檢驗
- (5) 鑽掘取土
- (6) 鋼筋籠續接吊放
- (7) 水中混凝土澆置

3. 施工中注意事項

(1) 鋼管採購規劃

由於鋼管樁管材需有低碳低硫特性，管材採購須與生產廠商預定時程，採購前需依工地實際淨高，並考量植樁設備作業空間，以確認鋼樁各節長度。

(2) 鋼管置放空間及高度

鋼管之儲存地基須堅實而平坦，不得有沉陷之現象，避免管身變形，必要時得加裝變形防止設備。鋼管吊運、裝卸、堆置時，管身不得遭受衝擊或振動，以免因此損及管身。

(3) 鋼管樁定位及垂直度檢驗重要

鋼管樁樁心及垂直度容許值為：

- a. 垂直度 $\leq 1/100$
- b. 樁位 \leq 樁徑 $1/4$ 或 10cm

由於鋼管係逐節銲接後植入土壤，當鋼樁植入後，若樁心或垂直度不合格，植入鋼樁必須再逐節取出，並將銲接處燒熔切開，殘餘銲材必須清除，若切開時不水平，日後接合後又有不密接之困擾，故鋼管植入第一節時必須詳細檢測樁心，每一節鋼樁吊放銲接時，亦必須仔細量測垂直度。

(4) 鋼筋籠主筋續接方式

採用鋼套環銲接方式。

2.3 高強度微型樁補強工法

1. 工法概述

微型樁為一種小口徑之鑽掘樁，口徑介於 100~300mm 間，樁體主要由壓力灌注之水泥(砂)漿或細石混凝土與加勁材所組成，依據其受力需求加勁材可為鋼筋、鋼棒、鋼管及型鋼等。垂直排列的微型樁承載機制較為單純，其行為與一般基樁類似，最早應用於歐洲，主要做為老舊建

物之基礎補強或托底工程使用，近來則已被廣泛運用於各種土木工程。美國及日本分別於北嶺大地震及阪神大地震後將傳統微型樁予以改良，做為橋梁基礎之耐震補強，並已成功發展出高強度微型樁。

2. 作業流程

微型樁之施工步驟一般大致如下：

- (1) 以鑽機或鑽堡施作鑽孔，為確保鑽孔穩定，鋼套管應下至設計深度。
- (2) 清孔並置入鋼筋等加勁材。
- (3) 以壓力灌注水泥(砂)漿或細石混凝土，邊灌邊拔鋼套管直至成樁，並隨時進行補灌。

3. 施工中注意事項

- (1) 水泥漿不應有泥水分離、坍度過大或浮水之現象，以避免影響樁體強度。
- (2) 水泥漿應於現場拌合，並於拌合完成至開始灌漿之間不得超過半小時。
- (3) 微型樁之樁距宜視土壤強度決定，惟建議應以 2~5 倍的樁徑為佳，以避免降低其功能。
- (4) 微型樁之樁長，建議以 5~20 公尺以內為較佳且較具經濟性。
- (5) 灌漿壓力驟然提高時，壓力泵設備之安全閥將自動減壓，此狀況流量將減低代表有塞管狀況須隨即停止灌漿泵之運轉，將壓力洩除後取出鑽桿檢視出口狀況。俟排除不正常因素後再行鑽孔及灌漿作業。

三、工法分析探討

3.1 工法優缺點

1. 低淨空全套管基樁

(1) 優點

- a. 採用機械施工，施工效率佳，進度快，低噪音、低震動及低污染。
- b. 施工精確度佳，樁底淤泥易於清除，鋼筋籠安放容易，品質優良。
- c. 施工不易坍孔，混凝土施工品質優良。
- d. 可適應不同之地質狀況，較硬質之岩盤亦可克服施工困難。
- e. 國內專業廠商多、動員快。

(2) 缺點

- a. 施工空間較受限制，現場須配合修改吊車機具及鋼套管與特密管長度。
- b. 因低淨空致工率降低及成本增加。
- c. 樁淨間距需求較大，基礎補強量體大。
- d. 淨高不足時，降挖影響範圍較大。

2. 震動式鋼管混凝土樁

(1) 優點

- a. 接樁容易、可打設斜樁增加水平抗力。

- b. 易貫入性、施工容易。
- c. 超低淨空條件(4~6M)仍可以特殊進口機具施作達到工程需求。
- d. 淨高需求小，可降挖至基礎底施工。
- e. 抗彎矩、剪力强度高。

(2) 缺點

- a. 鋼管須訂製，成本受鋼價波動影響大。
- b. 施工失敗時鋼管無法拔除。
- c. 檢驗程序較多，影響施工連續性。
- d. 須考量鋼材鏽蝕問題。
- e. 鋼管儲存地基須堅實而平坦，鋼管吊運、裝卸、堆置時管身易受衝擊或振動影響施工精準度。
- f. 低淨空以打擊振動方式施工，適用土層較受限制。

3. 高強度微型樁

(1) 優點

- a. 橋下淨高或施工進出通道受到嚴格限制時，微型樁亦能有效施作。
- b. 具低振動及低噪音之特點，適合都會區之施工環境。
- c. 同時具高強度之張力與壓力容量，有較高之結構效率。
- d. 於比較困難鑽掘之土層，亦能輕易克服地質條件。

(2) 缺點

- a. 施工易產生坍孔，造成卡鑽現象。
- b. 使用較粗之砂易造成漿液阻塞灌漿管。

3.2 工法比較

全套管基樁、震動式鋼管樁及高強度微型樁工法比較如表 1。

表 1 工法比較表

項 目 型 式	施作 工率	成本 分析	承載 能力	淨高 限制	坍孔 現象	檢驗 程序	地質 影響
全套管基樁	3最差	1最佳	1最佳	3最差	2尚可	2尚可	1最佳
震動式鋼管樁	2尚可	2尚可	2尚可	1最佳	1最佳	3最差	3最差
高強度微型樁	1最佳	3最差	3最差	2尚可	3最差	1最佳	2尚可

四、結論

1. 橋下淨高受限基礎補強所採用基樁型式差異說明如下：
 - (1) 全套管基樁施工技術早已普遍，但低淨空施工須配合機具、套管等改良後方可施作，導致成本提高、工率降低。
 - (2) 震動式鋼管樁於超低淨空僅能以進口機具配合訓練之操作人員施作，施工前應針對淨高空間確實詳查，以利機具的選定及材料訂製。
 - (3) 微型樁直徑一般小於 30cm，置入高拉力螺紋鋼棒後成為具有高強度之張力與壓力的高強度微型樁，有較高之結構效率，其施工環境條件有效增加及傳遞基礎承載能力。
2. 在橋梁補強中基礎補強所佔經費龐大，常見的補強方式是基礎擴座加上基樁補強，如何在低淨空的條件下完成大型基樁或因機具問題無法施作大型樁而改以小型圍束樁的概念來達到所需的強度是必須思考的問題。綜合本文前述分析探討，對於橋梁低淨空基樁補強選擇，建議如下：
 - (1) 既有基礎承載力或強度不足，如以成本分析、承載能力、地質影響等因素為優先考量，以全套管基樁補強。
 - (2) 既有基樁強度不足，如以淨高限制、坍孔現象(鄰損問題)因素為優先考量，以震動式鋼管樁補強。
 - (3) 直接基礎承載力或穩定性不足，如以施作工率、檢驗程序、材料暫置場地限制、時效性因素為優先考量，以高強度微型樁補強。

參考文獻

1. 交通部，「公路橋梁耐震設計規範」，民國 108 年 1 月。
2. 交通部，「公路橋梁耐震評估與補強設計規範」，民國 110 年 3 月。
3. 交通部臺灣區國道高速公路局，「高速公路局拓建處 97 年度年報」，民國 97 年。
4. 交通部臺灣區國道高速公路局，「國道視窗 8 月刊」，民國 100 年 8 月。
5. 交通部高速公路局，「橋梁耐震補強設計注意事項」，民國 110 年 4 月。
6. 廖惠生，名詞解說微型樁，地工技術第 67 期，民國 87 年 6 月。
7. 張景鐘，橋梁低淨空基樁補強工法之案例探討，臺灣海洋大學河海工程學系碩士學位論文，民國 100 年 7 月。

位移束制裝置之補強考量

-以 M38D1 標國 3 第六號高架橋為例

位移束制裝置之補強考量

-以 M38D1 標國 3 第六號高架橋為例

摘 要

高速公路常利用橋梁跨越山谷或河川等自然地形。由於位於山區路段部分中小長度之跨越橋、穿越橋及溝渠橋基礎補強施工較為困難，因此可考慮利用橋台背牆後之土壤消能機制承受大部分上部結構地震力，消散部分地震能量並降低傳遞至下部結構之慣性力；若橋台結構強度不足以致無法符合本工程耐震補強之性能目標，可就橋台予以補強。本文以國道3號第六號高架橋為例，說明利用位移束制工法避免橋梁基礎補強之案例。

關鍵字：橋梁耐震補強、位移束制裝置

一、前言

民國 84 年公路橋梁設計規範，地震力係數大幅提高。故需以各種補強方式提升既有橋梁之耐震能力，其中提升基礎耐震補強方式不外乎基礎擴座、增厚、增加基樁等方式。然而位於山區路段部分中小長度之跨越橋、穿越橋及溝渠橋，基礎補強施工較為困難，故本文以位移束至裝置，即功能性支承之理念，改變橋梁結構行為，將上部結構地震力分散至兩側橋台，以橋台背牆後之土壤作為消能機制，降低傳遞至下部結構之慣性力，可減少基礎補強並降低施工難度。

二、功能性支承理念之應用

根據國家地震工程研究中心「921 集集大地震橋梁及道路設施勘災報告」，橋梁破壞以橋梁附屬設施、橋台及橋面板損壞之比例最高，橋柱損害者相對來說較少，相同的破壞模式亦發現在 1995 年日本阪神大地震，阪神高速公路之損壞橋梁，更可證實支承系統與橋柱損害的關聯性(張國鎮等，1999 年)。

有鑑於此，國家地震工程研究中心針對橋梁系統功能性提出一整合型計畫，詳細探究橋梁系統各構件功能與發揮作用時機，計畫內容涵蓋「支承系統、變位限制結構、防止落橋裝置、伸縮縫、橋台碰撞」等相關課題，進行橋梁構件之靜態實驗(如止震塊剪力行為之研究)，不同構件之組合實驗(如橋柱與支承滑動行為之研究)，並進行擬動態實驗或振動台實驗加以驗證，確保設計結果可行性、安全性與經濟性。

依據國家地震工程研究中心 98 年 12 月研擬「公路橋梁耐震能力評估及補強準則(草案)」第 5.1.2 節之建議及說明，功能性支承系統補強工法係使支承有適當摩擦力，強震下可產生摩擦滑動機制，並使用位移限制裝置限制滑動位移，允許其損壞避免傳遞過大地震力，且須提供足夠防落長度確保不落橋。

當支承產生滑動後產生隔震的效果，降低傳遞至下部結構之慣性力，因此下部結構受損輕微。本補強工法雖在下部結構僅可能產生輕微損壞，但大地震時上部結構將有較大的殘餘變位與附屬設施損壞現象，宜使用於交通量不大之路段。

功能性支承系統之破壞機制中，係橡膠支承於地震中產生滑動位移，消散部分地震能量，上部結構因位移碰撞變位限制裝置(防落拉桿、止震塊)，但允許該裝置損壞以避免傳遞過大地震力至橋墩柱，惟仍須提供足夠防落長度防止落橋。

國道高速公路跨越地方道路之穿越橋，其橋梁系統主要為 3~5 跨簡支預力 I 型梁及 RC 橋柱，並設有鉸接板將橋面予以連續化，參考美國 Caltrans 最新發展之補強策略，將上部結構連續化後，整體振動單元之地震慣性力，透過所謂「功能性支承」之理念傳導至兩側之橋台，使得中間橋墩所承受之地震力侷限在規範規定之最小摩擦力，再檢討兩側橋台是否需進行補強，茲將其重點說明如下：

1. 國道高速公路之穿越橋，其橋長平均在 100~150 公尺左右，且多已設有鉸接板將上部結構連續化，不需額外增加經費將其連續化。
2. 中間橋墩頂部與兩側橋台之支承、伸縮縫、防落橋長度與止震塊等可視為一整體系統，利用個別元件間之間隔大小與設計細節，調整整體系統之作用力順序，使得中間橋墩所承受之地震力侷限在規範規定之最小摩擦力(約 0.15 倍支承反力)，中間橋墩及其基礎將有可能大部分不需進行補強，或僅做橋墩之韌性補強，參見圖 1。
3. 由於兩側橋台將承受大部分之地震慣性力，可考慮利用橋台背牆後之土壤消能機制或將剪力樁(止震塊)設計做為保險性構件(Sacrificial Shear Keys) (Megally、Silva 及 Seible 等，2002)，參見圖 2；若仍無法符合本工程耐震補強之性能目標，由於在橋台兩側施工無須使用低淨空樁機且交維容易，建議可採橋台兩側增樁工法予以補強。

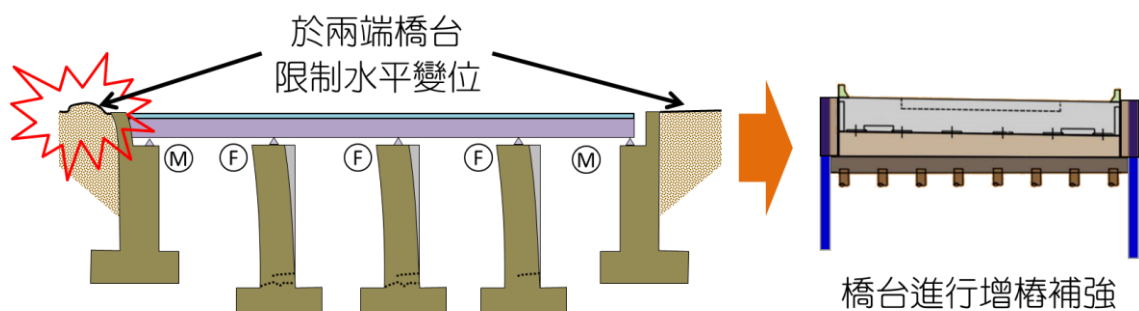


圖 1 系統變位拘束工法



(a) 止震塊「預期性」損壞模式



(b) 止震塊「控制性」損壞模式

圖 2 橋台止震塊之保險性設計理念

4. 利用上述「功能性支承」理念之應用，將可大幅降低此類橋梁補強經費及減輕地方道路交通維持壓力。
5. 綜合上述說明，國道高速公路應用「功能性支承」理念之重點如下：
 - (1) 將支承、止震塊、防震拉條等視為一整體系統(即廣義的支承系統)。
 - (2) 調整墩頂各設施受力順序(機能)，容許既有支承局部損壞，但不可落橋。
 - (3) 利用橋台消能或補強後承受大部分之上部結構地震力。
 - (4) 利用合適的位移控制，使國道高速公路主線橋梁，仍滿足「生命線道路」計畫目標。
 - (5) 現階段適用橋梁類別：跨越橋、中小長度之穿越橋及溝渠橋。

三、耐震補強設計-以 M38D1 國 3 第六號高架橋為例

3.1 M38D1 標及國 3 第六號高架橋資料

本橋於 89 年 6 月完工，管轄機關屬高速公路局北區養護工程分局。橋址位於基隆市七堵區，起訖里程為 5k+205~5k+360，無鄰近之斷層，基本資料及結構型式詳如圖 3 及表 1 所示。

第 M38D1 標工程基本資料如下：

1. 工程名稱：國道高速公路後續路段橋梁耐震補強工程（區段 2-2）第 M38D1 標-國 3 基隆汐止段
2. 工程地點：國道 3 號 STA.0k+000~10k+945
3. 主辦機關：交通部高速公路局
4. 執行單位：交通部高速公路局第一新建工程處
5. 設計、監造單位：台灣世曦工程顧問股份有限公司
6. 承攬廠商：宏義營造工程股份有限公司
7. 契約總價：契約金額新臺幣 4 億 48,38 萬元整
8. 開工日期：109 年 05 月 27 日
9. 預定完工日期：111 年 12 月 22 日

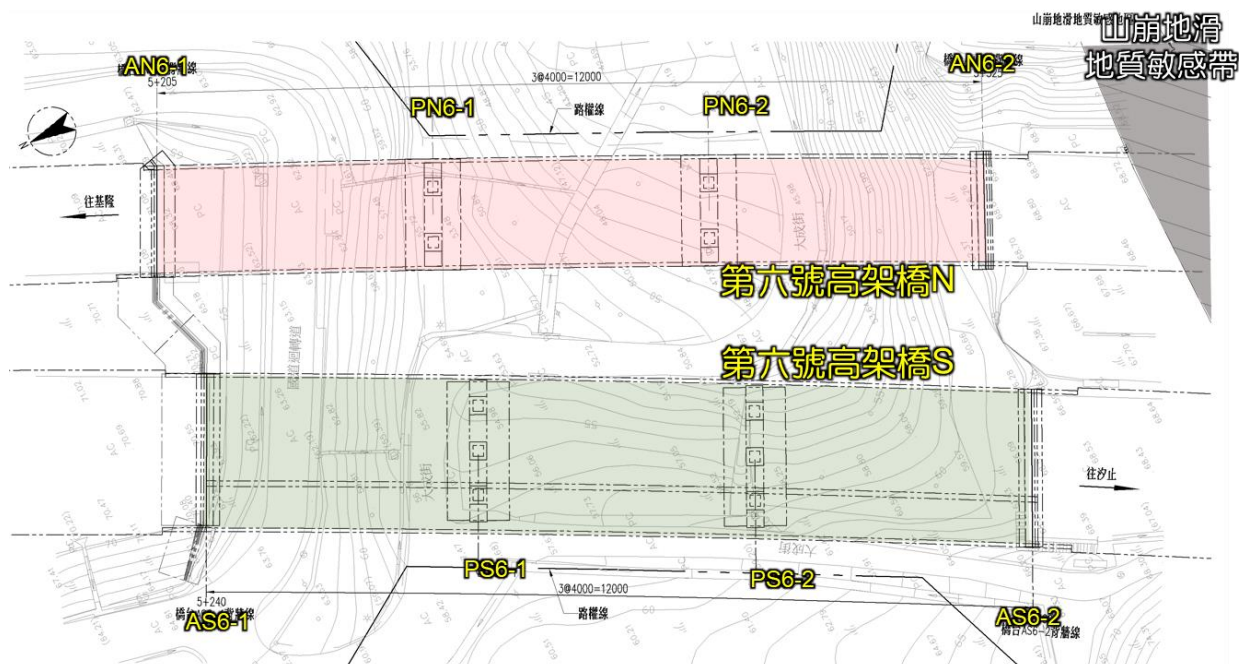


圖 3 第六號高架橋橋梁位置

表 1 第六號高架橋橋梁表

橋梁名稱	橋長 (m)	平均 橋寬 (m)	上部結構		下部結構				橋梁分類		設計 規範
			連續	工法	橋台 型式	橋台 基礎	橋墩 型式	橋墩 基礎	TYPE	種類	
第六號高架橋（北向）	120	15.70	S	預鑄預力混凝土 I 型梁 工法	懸 臂	直 基	多 柱	直 基	3	穿 越 橋	76
第六號高架橋（南向）	120	15.55									

3.2 第六號高架橋補強內容

第六號高架橋橋墩經初步耐震評估結果，基礎耐震能力不足需補強，然而其位於山坡地且覆土相當深(約 13m)，如圖 4，開挖施工相當困難，故採用位移束制裝置，如圖 5，於橋台和橋墩處安裝，如圖 6、圖 7，將上部結構連續化，藉由控制位移將地震力傳至橋台，利用橋台背牆後土壤之消能機制，由耐震評估結果比較，表 2，設置位移束制裝置可大幅減少傳至基礎之地震力。

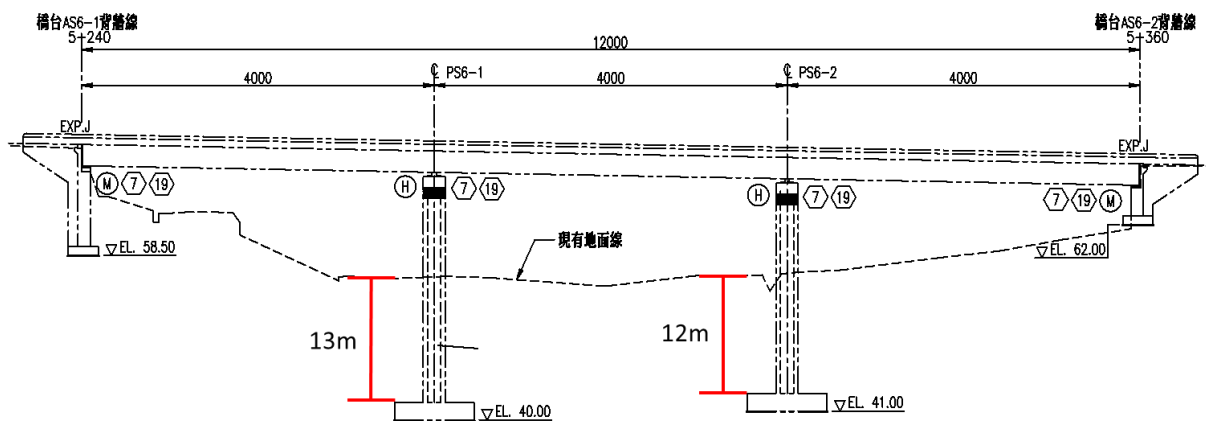


圖 4 六號高架橋立面圖

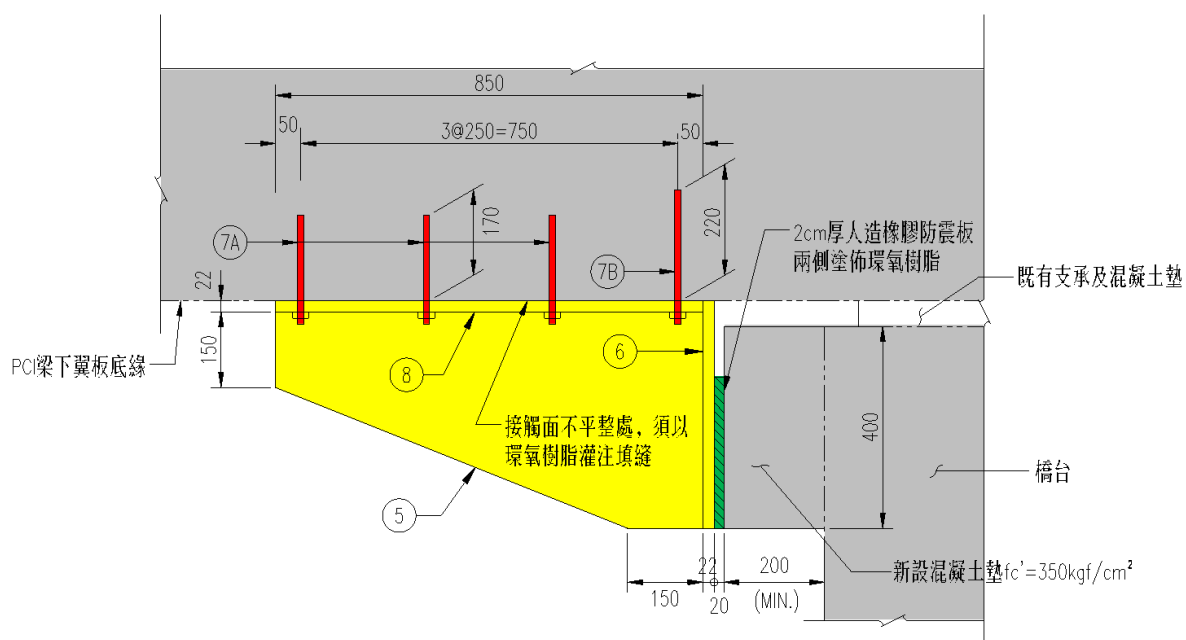


圖 5 位移束制裝置示意圖

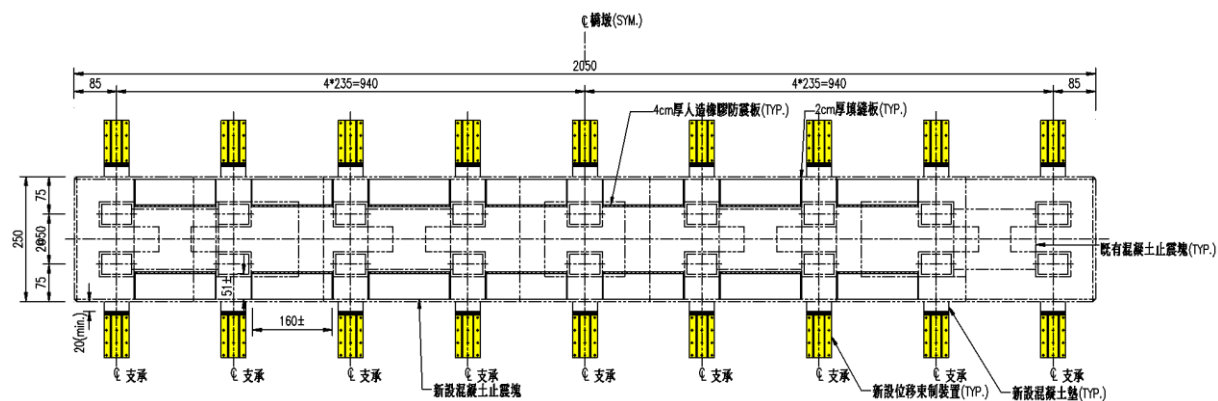


圖 6 位移束制裝置配置平面示意圖

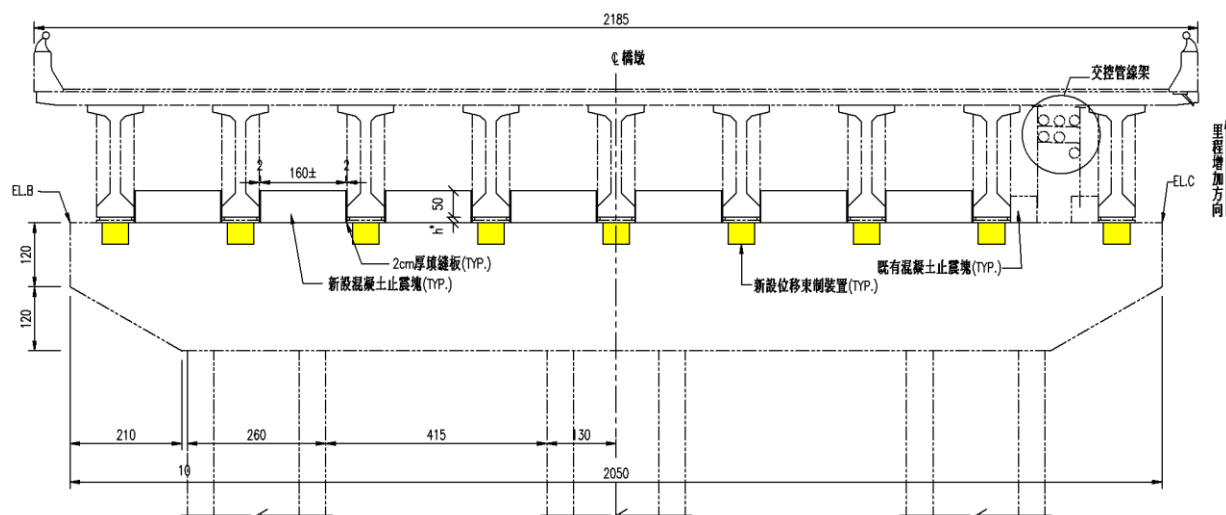


圖 7 位移束制裝置配置立面示意圖

表 2 設置位移束制裝置前後橋墩力量比較

橋墩		等級II地震		等級III地震	
		$F_x(\text{tf})$	$M_y(\text{tf-m})$	$F_x(\text{tf})$	$M_y(\text{tf-m})$
補強前	PS6-1_R	143	3477	176	4273
	PS6-1_C	150	3604	183	4415
	PS6-1_L	143	3477	176	4273
	PS6-2_R	166	3840	204	4739
	PS6-2_C	174	3982	214	4901
	PS6-2_L	165	3832	204	4729
補強後	PS6-1_R	131	781	175	1041
	PS6-1_C	131	781	175	1041
	PS6-1_L	131	781	175	1041
	PS6-2_R	85	506	113	674
	PS6-2_C	85	506	113	674
	PS6-2_L	85	506	113	674

四、結論

依據功能性支承理念，以國道3號第六號高架橋為例，基礎耐震能力不足需補強，然而基礎覆土深度達13m深，開挖施工難度及危險性很高，故採用位移束制裝置，將上部結構連續化並限制位移，使傳至下部結構之地震力減小，使基礎避免開挖補強，惟因將大部分之上部結構力量傳至橋台，仍需檢核橋台是否能符合耐震性能目標。

參考文獻

1. 交通部，「公路橋梁耐震設計規範」，民國108年1月。
2. 交通部，「公路橋梁耐震評估及補強設計規範」，民國110年3月。
3. 交通部高速公路局，國道高速公路後續路段橋梁耐震補強工程（區段2-2）「橋梁耐震能力詳細分析評估報告書-第M38D1標」，民國109年2月。

與環境生態及文化遺址相關之補強對策

減輕環境破壞之支承補強施工方法

-以 M38D1 標國 3 五號高架橋為例

減輕環境破壞之支承補強施工方法

-以 M38D1 標國 3 五號高架橋為例

摘 要

國道高速公路後續路段橋梁耐震補強工程(區段 2-2)第 M38D1 標國 3 基汐段範圍內橋梁工址皆位於山坡地及採用民國 76 年版公路橋梁設計規範標準，依據耐震評估分析及基地現況環境，支承系統設計力已不符最新耐震規範之要求，因此支承系統多須進行補強。一般支承補強施工須利用既有山坡地，沿既有平面道路布設施工便道並搭配施工便橋跨越溝渠或山谷方式至橋墩底部，再架設墩柱上下設備將人員及機具運送至橋墩頂部進行支承補強施工。

而本工程部分橋梁位於山崩地滑地質敏感區範圍內，為避免破壞環境及減少邊坡擾動，評估利用既有高速公路，採用橋上搭設懸吊式施工架方式施工，由路肩逐步搭設至橋墩頂支承補強位置。本文以國道 3 號基汐段五號高架橋為例，提出採用懸吊式施工架之補強方案及施工考量。

關鍵字：橋梁耐震補強、支承補強、懸吊式施工架

一、國道 3 號基汐段五號高架橋概述

五號高架橋亦稱瑪陵橋位於基隆市郊瑪陵坑風景區，採南北向分離各三車道設計，北上線全長 445 公尺，南下線全長 345 公尺，橋面各寬 14.95 公尺，分為主橋及引橋兩部分，如圖 1 所示。主橋跨越瑪東野溪及大華三路，為上承式拱橋，拱體採懸鏈型曲線，造型優美，橫貫於兩山之間，猶如一道長虹，氣勢雄偉；兩端引橋下構採井式基礎及雙柱橋墩，全橋上構均為連續中空版梁鋼筋混凝土結構。



圖 1 國道 3 號基汐段五號高架橋

南下線跨徑配置為北引橋 4@20+主橋 145+南引橋 6@20=345 公尺，北上線跨徑配置則為北引橋 9@20+主橋 145+南引橋 6@20=445 公尺。至於主橋下弦拱跨距 138 公尺，拱頂距兩端拱座高差分別為 33 及 35 公尺，距河谷深約 60 公尺。



圖 2 國道 3 號基沙段五號高架橋下現況

自 89 年完工通車至今，當初受施工影響地貌多已復育出蔥蔥茂林，生意盎然(圖 2)，無從一窺當年施工影響範圍，然而當年興建本橋時，施工動線從拱體下方大華三路闢建施工便道延伸至北引橋及南引橋工區，實則工區地表均被清除掘除作為施工場地，甚至往北引橋施工便道更因邊坡堆砌過高，引發居民多次陳情，改於南端南拱座機處前方新闢施工便橋，跨越大華三路與瑪東野溪至北拱座基礎下方，以杜民意。

二、支承補強施工

依據本標補強內容及基地現況環境，本標橋梁採用 76 年耐震設計規範標準，在支承系統的設計力明顯偏低，支承系統採增設鋼製止震塊進行補強，如圖 3 所示。惟支承補強位於橋墩頂，須設置假設工程到達橋墩頂部方可辦理支承補強，以下先就施工便道及便橋與懸吊施工架兩方案進行設計方案評估，再分別說明懸吊施工架及鋼製止震塊之施工。

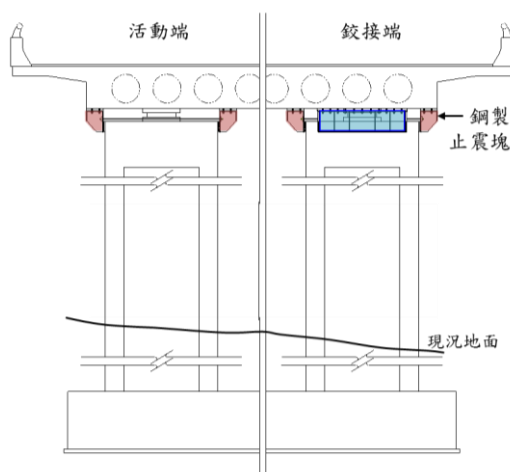


圖 3 國道 3 號基沙段五號高架橋支承補強示意圖

2.1 施工便道及便橋方案

本方案係利用既有山坡地或河川高灘地，採用施工便道並搭配施工便橋跨越溝渠或山谷方式，布設至橋墩底部，再架設墩柱上下設備至橋墩頂支承補強位置，如圖 4 及圖 5 所示。

惟本方案需先提送地質安全影響評估報告、水土保持計畫、施工期間汛期影響及河防安全評估、施工便橋與墩柱上下設備結構計算書及施工計畫書等，經工程公司及主管機關核可後，辦理現有坡地清除掘除、施工中臨時水保工程等，方可鋪築施工便道及便橋，待完成支承補強後，尚需進行坡地復舊工程。

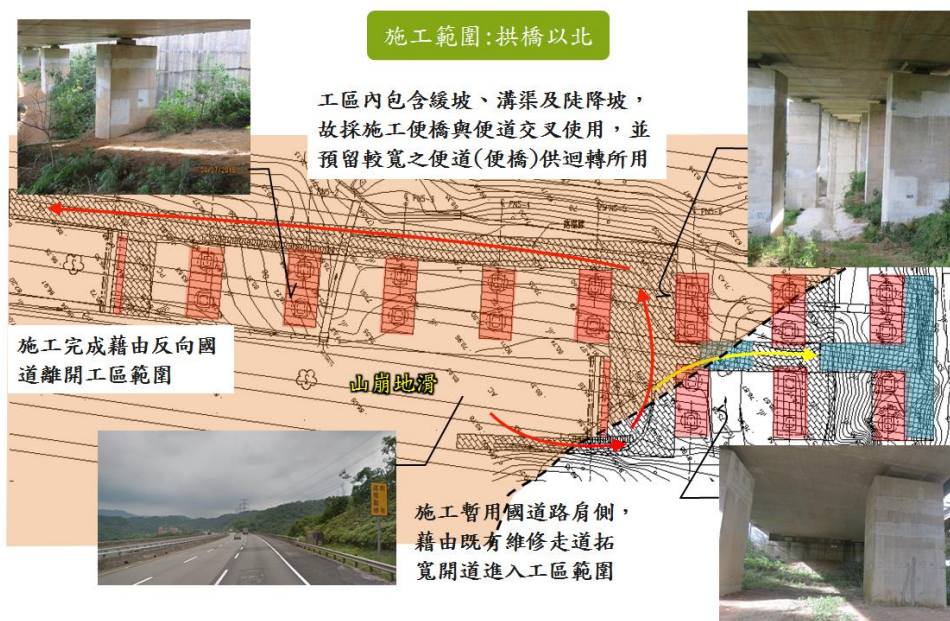


圖 4 支承補強施工便道、便橋配置示意圖(拱橋以北)



圖 5 支承補強施工便道、便橋配置示意圖(拱橋以南)

2.2 懸吊式施工架方案

此方案係利用既有高速公路，採用自橋上搭設懸吊式施工架(圖 6)方式施工，由路肩逐步搭設至橋墩頂支承補強位置。

相較於施工便道及便橋方案，本方案則需提送交通維持計畫、懸吊式施工架結構計算書及施工計畫書等，經工程司及主管機關核可後，搭配辦理高速公路交通維持即可辦理懸吊式施工架組立、支承補強與懸吊式施工架拆除。



圖 6 懸吊式施工架

2.3 施工方案研選

本標大多位於山坡地，北引橋及南引橋所屬山坡地位於公告山崩與地滑地質敏感區，如涉及施作施工便道，邊坡整復等，而須實施水土保持處理與維護者，則應另擬具水土保持計畫，經審查通過後才可申辦施工事宜。相較於施工便道及便橋方案，雖然懸吊式施工架將影響高速公路用路人開車，但是可避免破壞環境、不擾動邊坡，維護工址邊坡安全，因此評估採用懸吊式施工架由橋上進行施工，詳表 1。

表 1 施工方案評估表

評選項目 及權重 施工方案	功能 (10%)	技術 (10%)	成本 (15%)	工期 (20%)	工址 環境 (15%)	安全 (20%)	維修 (10%)	評分	排序
施工便道及便橋	80	95	70	75	80	85	85	80.5	2
懸吊式施工架	80	85	90	90	90	70	90	84.5	1

2.4 懸吊式施工架施工

1. 交通維持

懸吊式施工架係由高速公路已通車路肩之橋護欄外側裝設上下設備，再以端進方式搭設施工平台，作為鋼製止震塊補強施工之作業平台，因此於施工期間除物料吊放需短期占用外側車道及路肩外，自懸吊式施工架組立起，歷經鋼製止震塊安裝，直至拆除懸吊式施工架，橋護欄外側設置上下設備處需布設交通維持設施，以維護施工人員及用路人行車安全，交維布設詳圖 7 所示。

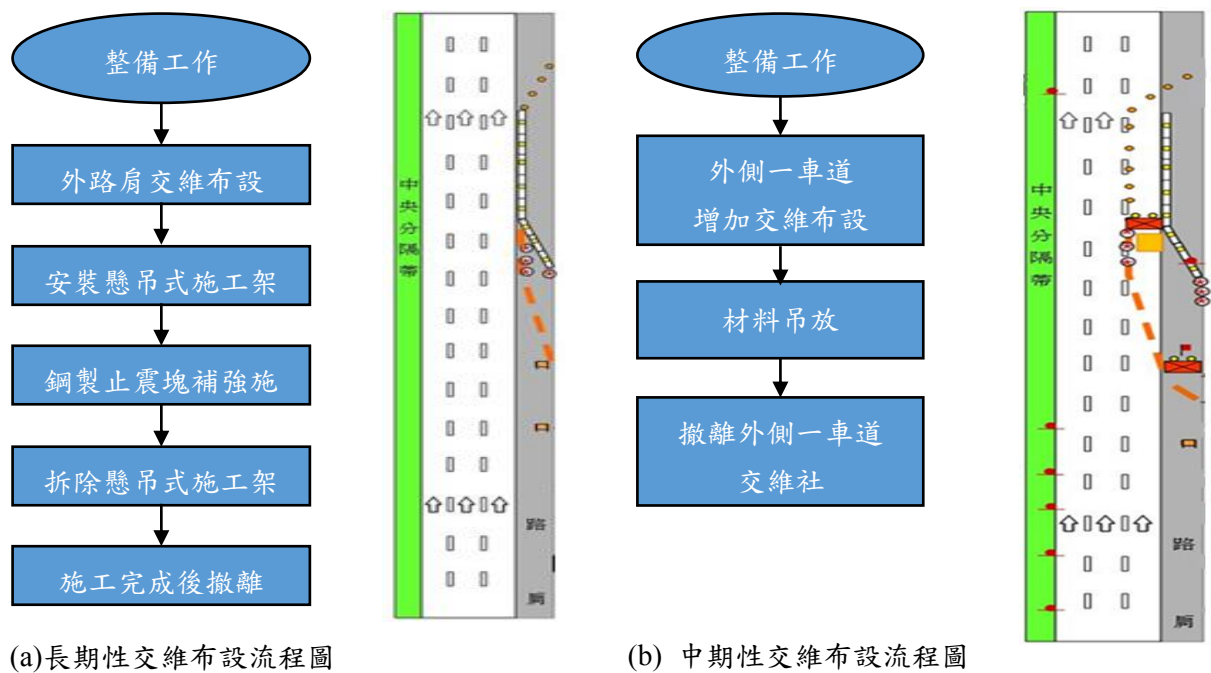


圖 7 交維布設流程圖

2. 懸吊式施工架施工

五號高架橋之懸吊式施工架包含上下設備、走道及工作平台(圖 8)，分別於南下線及北上線各配置 2 組上下設備，懸吊式走道 3,283m²，工作平台 9,898m²。交通維持封閉第三車道及外路肩後，使用橋檢車安裝上下設備及走道，再以端進方式組裝懸吊式施工架，施工架組裝、拆除流程詳圖 9。

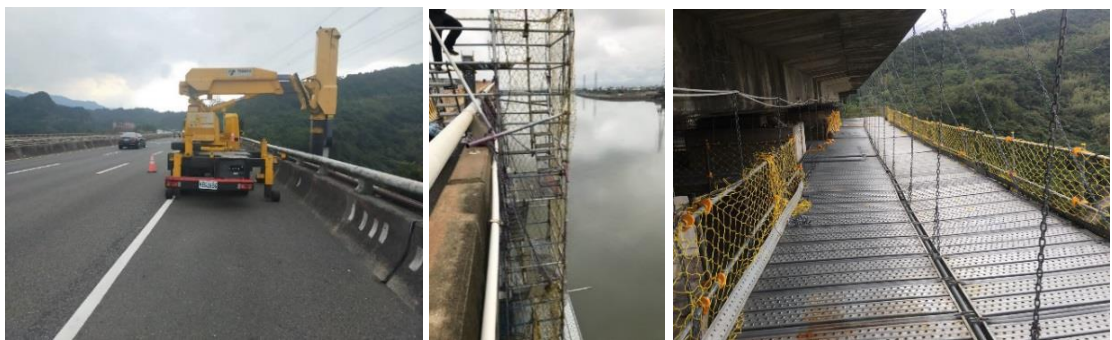


圖 8 懸吊式施工架施工設備

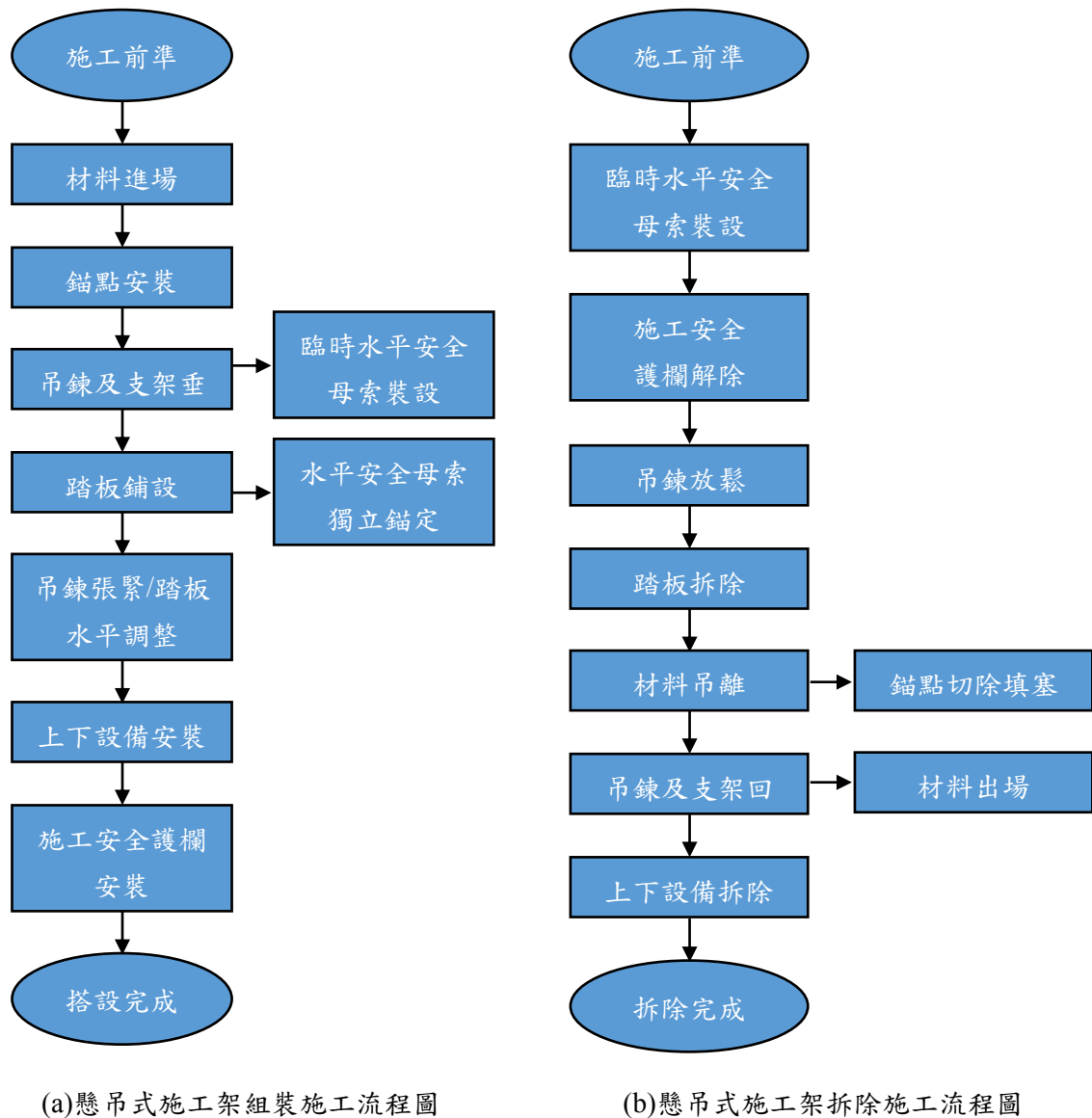


圖 9 懸吊式施工架組裝、拆除施工流程圖

(1) 施工安全規劃方面

以 3D 建模進行施工模擬檢討，確認施工作業程序及作業空間符合需求，作業平台空間要充分考量材料運送動線，施工架結構檢核確認強度符合需求。

(2) 施工安裝作業

除符合營造安全衛生設施標準及設計圖說規定外，應特別注重施工架之錨定螺栓安裝及延伸作業、安全欄杆、腳趾板及外側安全網設置，以及警示標語，並設置風速計及風向袋，斜撐拉桿等強風危害因子因應。

(3) 施工高風險作業管控

落實高風險施工作業預報、作業主管在場指揮、高風險作業全程錄影，以及長/中期交維作業巡檢等。

3. 施工注意事項

- (1) 懸吊式施工架之水平踏板及緊結連結器(萬向接頭、8 字扣)符合 CNS 4750 規格，安裝方式與圖說及結構計算相符。
- (2) 懸吊式施工架組拆已安裝獨立防墜設備。
- (3) 交維計畫/交維布設圖已送審核定，並按圖施工。
- (4) 吊掛作業具一機三證。
- (5) 錨點確實安裝於結構物內，料件尺寸符合結構計算規格。
- (6) 上下設備需符合規定。
- (7) 吊鍊不可直接穿過鉚點，應使用轉接環。
- (8) 水平踏板密鋪平順，無隆起。
- (9) 懸吊式施工架開口已裝設施工安全欄杆。
- (10) 施工人員需穿著背負式安全帶及使用防墜設施設備。
- (11) 吊鍊鬆緊度應平均分配。
- (12) 安裝防止施工物料飛落之設施設備。
- (13) 懸吊式施工架工作空間符合實際施工需求。
- (14) 水平踏板與支架鍵結處已固定完妥。

2.5 鋼製止震塊施工

帽梁四周設置鋼製止震塊，並以化學黏著錨栓固定於箱形梁梁底，施工流程圖詳圖 10 所示。另考量懸吊式施工架需管制工作載重，特於上構箱梁底先安裝型鋼軌道，協助搬運鋼製止震塊。

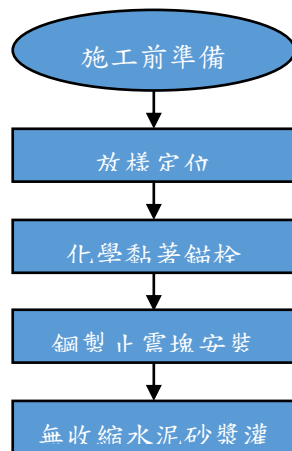


圖 10 鋼製止震塊施工流程圖

三、懸吊施工架潛在危害及施工安全衛生應注意事項

懸吊式施工架為一相當便利之高空作業平台，具有組搭方便、施工時間短及所需元件較少等多項優點，但由於組搭時亦為高空作業，組搭懸吊式施工架時需多加注意所使用之元件及標準作業流程，以保障勞工安全。建議可以在行動裝置通訊軟體上即時聯繫確認，承包商辦理安全衛生及施工架工程職安衛自主檢查完成安全無虞下方可進行施工。

從事懸吊式施工架組拆作業，作業人員面臨墜落、飛落及倒崩塌或相關潛在危害，應依規定設置安全上下設備、通道(路)及工作平台等安全防護設施及個人防護具，並負責維護管理，以確保懸吊式施工架施工人員之安全。依據職業安全衛生法、營造安全衛生設施標準、職業安全衛生設施規則、以及本局施工技術規範、環境影響說明書及工地現況可能產生危害等，特訂條款內相關應注意事項，如有未備之處，仍依職業安全衛生相關法規辦理。

此外高度 2 公尺以上之施工架組立及拆除作業，應設置防止作業勞工墜落之設備，如扶手先行工法或同等安全以上之工法，而勞動部「營造安全衛生設施標準」第 40 條、第 41 條及第 56 條等對懸吊施工架之規定(摘錄如下)，各計畫執行時應確實遵守。

第 40 條 雇主對於施工構臺、懸吊式施工架、懸臂式施工架、高度七公尺以上且立面面積達三百三十平方公尺之施工架、高度七公尺以上之吊料平臺、升降機直井工作臺、鋼構橋橋面版下方工作臺或其他類似工作臺等之構築及拆除，應依下列規定辦理：

一、事先就預期施工時之最大荷重，應由所僱之專任工程人員或委由相關

執業技師，依結構力學原理妥為設計，置備施工圖說及強度計算書，
經簽章確認後，據以執行。

二、建立按施工圖說施作之查驗機制。

三、設計、施工圖說、簽章確認紀錄及查驗等相關資料，於未完成拆除前，應妥存備查。

有變更設計時，其強度計算書及施工圖說，應重新製作，並依前項規定辦理。

第 41 條 雇主對於懸吊式施工架、懸臂式施工架及高度五公尺以上施工架之組配及拆除（以下簡稱施工架組配）作業，應指派施工架組配作業主管於作業現場辦理下列事項：

一、決定作業方法，指揮勞工作業。

二、實施檢點，檢查材料、工具、器具等，並汰換其不良品。

三、監督勞工確實使用個人防護具。

四、確認安全衛生設備及措施之有效狀況。

五、前二款未確認前，應管制勞工或其他人員不得進入作業。

六、其他為維持作業勞工安全衛生所必要之設備及措施。

前項第二款之汰換不良品規定，對於進行拆除作業之待拆物件不適用之。

第 56 條 雇主對於懸吊式施工架，應依下列規定辦理：

一、懸吊架及其他受力構件應具有充分強度，並確實安裝及繫固。

二、工作臺寬度不得小於四十公分，且不得有隙縫。但於工作臺下方及側方已裝設安全網及防護網等，足以防止勞工墜落或物體飛落者，不在此限。

三、吊纜或懸吊鋼索之安全係數應在十以上，吊□之安全係數應在五以上，施工架下方及上方支座之安全係數，其為鋼材者應在二點五以上；其為木材者應在五以上。

四、懸吊之鋼索，不得有下列情形之一：

（一）鋼索一撚間有百分之十以上素線截斷者。

（二）直徑減少達公稱直徑百分之七以上者。

（三）有顯著變形或腐蝕者。

（四）已扭結者。

五、懸吊之鏈條，不得有下列情形之一：

（一）延伸長度超過該鏈條製造時長度百分之五以上者。

（二）鏈條斷面直徑減少超過該鏈條製造時斷面直徑百分之十以上者。

(三) 有龜裂者。

六、懸吊之鋼線及鋼帶，不得有顯著損傷、變形或腐蝕者。

七、懸吊之纖維索，不得有下列情形之一：

(一) 股線截斷者。

(二) 有顯著損傷或變形者。

八、懸吊之鋼索、鏈條、鋼線、鋼帶或纖維索，應確實安裝繫固，一端繫於施工架桁架、橫梁等，另一端繫於梁、錨錠裝置或建築物之梁等。

九、工作臺之踏板，應固定於施工架之桁架或橫梁，不得有位移或脫落情形。

十、施工架之桁架、橫梁及工作臺，應採用控索等設施，以防止搖動或位移。

十一、設置吊棚式施工架時，橫梁之連接處及交叉處，應使用連接接頭或繫固接頭，確實連接及繫固，每一橫梁應有三處以上之懸吊點支持。

四、結論

為降低國道建設對於環境及生態的衝擊，交通部自 97 年起推動一系列國道永續發展與環境復育計畫，在道路規劃設計和興建時就納入生態考量，如採取迴避敏感區、縮小量體、採取生態工法等對策，減輕工程對環境的干擾；營運後從減少動物道路致死事件，到邊坡生態綠化、生態池營造及經營、特有植物異地保存，積極加強棲地連結與復育，希望國道能發揮淺山生態廊道和動植物庇護所的功能，使國道永續發展與環境生態共存共榮。

因此在注重環境友善，以「迴避、減輕、補償」等生態工程原則，減少對原有生態環境的衝擊考量下，以懸吊施工架辦理支承補強施工，迴避施工便道及便橋對植栽及邊坡之破壞，克盡對動植物棲地維護，杜絕可能引發居民陳情疑慮，實屬優質基地環境設計案例。

參考文獻

1. 臺灣省土木技師公會技師報第 350 期，「瑪陵橋之「下弦鋼拱」施工漫談」，民國 92 年。
2. 臺灣省土木技師公會技師報第 480 期，「但為君故 沉吟至今(重返瑪陵橋現場)」，民國 95 年。
3. 臺灣公路工程第 45 卷第 5 期，「台 61 線 229k+985 河川橋補強工程之懸吊式施工法設計與施工介紹」，民國 108 年。
4. 交通部高速公路局，「國道高速公路後續路段橋梁耐震補強工程(區段 2-2)第 M38D1 標設計資料」，民國 109 年。
5. 勞動部，「營造安全衛生設施標準」，民國 110 年。

因應文化遺址之補強考量

-以 M37G 標國 3 烏山頭高架橋為例

因應文化遺址之補強考量

-以 M37G 標國 3 烏山頭高架橋為例

摘 要

烏山頭遺址為臺南市政府列冊考古遺址，其範圍約為國 3 里程 229k+380~230k+030，長約 650m。國 3 烏山頭高架橋於新建階段已委託考古學者專家進行遺址搶救發掘，實際搶救作業於民國 86 年 8 月 4 日至 87 年 1 月 17 日，持續工作 160 天，搶救範圍包含 17 處橋墩基礎。本工址基礎經耐震詳細評估後需補強者共計 97 座。其中，共 30 座橋墩受本文化遺址範圍直接影響而需辦理考古遺址搶救。

本工程全面檢討隔減震補強(包含鉛心橡膠支承 LRB、液態黏滯阻尼器 VD、力量分散裝置 STU)及變更支承系統等方案。最後採取隔震補強方案，可有效降低地震力，除部分活動端橋墩之 PC 樁基礎耐震性能過低仍需補強外，已可有效減少基礎補強規模與數量。

另配合本工址地層特性及橋下低淨空作業空間條件，考量基礎補強量體影響後續遺址搶救面積、臨時擋土設施之工期與經費，研擬 300mm ϕ 高強度微型樁、610mm ϕ 鋼管樁及 150cm ϕ 全套管基樁共三種基礎補強方案。經整體評估後，選用 610mm ϕ 鋼管樁為最終施工方案。

關鍵字：橋梁耐震補強、基礎補強、鋼管樁、文化遺址

一、前言

國道高速公路後續路段橋梁耐震補強工程(臺南路段)第 M37G 標，由交通部高速公路局第二新建工程處執行，台灣世曦工程顧問股份有限公司擔任設計及監造，威勝營造有限公司承包工程。工程地點包含國道 8 號台南系統交流道匝環道橋、國道 3 號新化系統交流道(R/P6 等)、國道 3 號 328k~330k 烏山頭高架橋及交流道橋。烏山頭高架橋補強工程包含中空柱灌柱、混凝土包覆、墩頂增設鋼止震裝置、混凝土止震塊、部分單元採隔震支承(LRB)補強及基礎增樁擴基補強等項目，其中基礎增樁擴基補強、墩柱混凝土包覆補強包含開挖工項，涉及鄰近烏山頭遺址範圍，須辦理考古遺址搶救。

烏山頭遺址為臺南市政府列冊考古遺址，其範圍為烏山頭交流道(171 號市道)以南至嘉南大圳導水路(如圖 1)，約為國 3 里程 229k+380 ~230k+030，長約 650m。施工初期第二新建工程處第三工務所召開「第 M37G 標烏山頭交流道以南施工區域(烏山頭文化遺址)」施工協調會議，並邀集局本部、工程處及臺南市政府主管機關文化資產管理處、設計與監造單位及施工廠商研商討論，確認後續須依文資處規定辦理遺址保護工作，包含列冊範圍內(如圖 1 之 B 區)之考古遺址價值及內涵調查評估工作，與 500 公尺外敏感區(如圖 1 之 A、C 區)之施工中遺址監看作業，

並依文資法相關規定交由專業考古學者專家辦理調查評估工作及施工中遺址監看作業。

二、工程補強內容

2.1 遺址搶救區

依考古專家調查評估，嘉南大圳以南區域(P43L~P45L、P42R~P44R)考古遺留密度低，建議以施工監看進行保護即可，因此，遺址搶救區內(詳圖 1 所示 B 區)橋墩包含主線高架橋 P28L~P42L、P27R~P41R、交流道橋(二)之 PR22~PR23 及交流道橋(三)之 PR32~PR33，共 34 座橋墩。需進行基礎補強共 30 墩，橋墩補強共 20 墩、更換 LRB 支承共 16 墩、安裝鋼板止震裝置者共 34 墩，各橋墩需進行之補強工項詳表 1。

為降低施工中地震風險，於更換 LRB 支承前需先完成基礎補強。另一方面安裝鋼板止震裝置後，將限縮既有支承拆卸與 LRB 更換空間，故更換 LRB 支承橋墩之所有補強工項，建議待基礎補強後再辦理。橋墩補強包含中空柱灌注混凝土與 RC 包覆，需由柱底向上施作，仍需局部開挖，為避免抵觸文資法規定，亦建議待遺址搶救後再行施作。故遺址搶救區內可先施作項目，為 P36L~P42L、P35R~P41R、PR22~PR23 及 PR32~PR33 共 18 墩之鋼板止震裝置安裝，詳表 1。

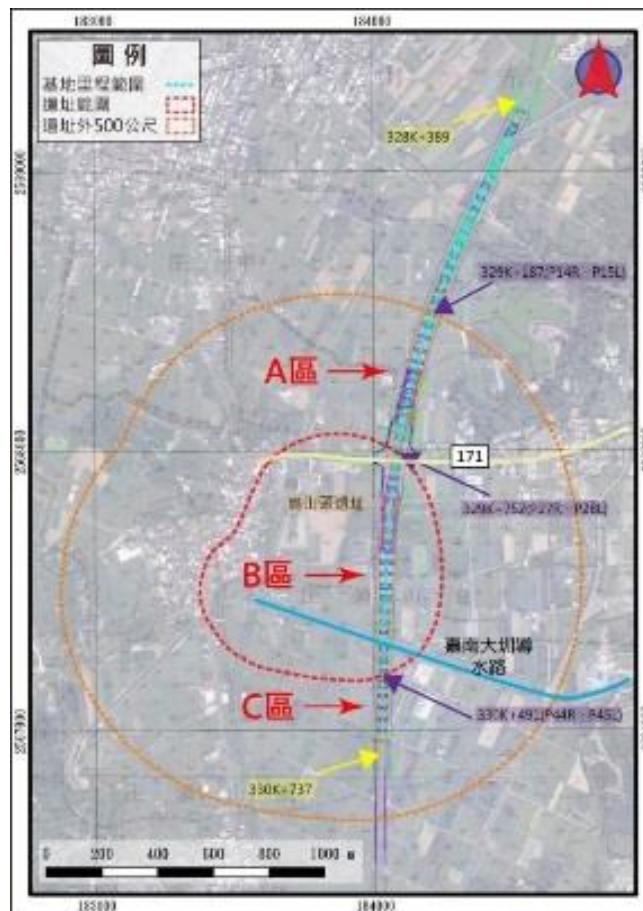


圖 1 烏山頭遺址及其敏感區範圍分區圖

表 1 遺址搶救區內橋墩補強工項

橋墩編號 (北上線)	基礎 補強	橋墩 補強	更換 LRB	鋼板止 震裝置	橋墩編號 (南下線)	基礎 補強	橋墩 補強	更換 LRB	鋼板止 震裝置
P28L	V		V	V	P27R	V		V	V
P29L	V		V	V	P28R	V		V	V
P30L	V		V	V	P29R	V		V	V
P31L	V		V	V	P30R	V		V	V
P32L			V	V	P31R			V	V
P33L			V	V	P32R			V	V
P34L	V		V	V	P33R	V		V	V
P35L	V	V	V	V	P34R	V	V	V	V
P36L	V	V		V(*)	P35R	V	V		V(*)
P37L	V	V		V(*)	P36R	V	V		V(*)
P38L	V	V		V(*)	P37R	V	V		V(*)
P39L	V	V		V(*)	P38R	V	V		V(*)
P40L	V	V		V(*)	P39R	V	V		V(*)
P41L	V	V		V(*)	P40R	V	V		V(*)
P42L	V	V		V(*)	P41R	V	V		V(*)
PR22	V	V		V(*)	PR32	V	V		V(*)
PR23	V	V		V(*)	PR33	V	V		V(*)
小計	15	10	8	17	小計	15	10	8	17

註：(*)係代表該工項無涉及地表開挖，不受遺址區影響，可先行施作。

2.2 非遺址搶救區影響

非遺址搶救區橋墩如 P20L~P27L，因為與遺址搶救區橋墩 P28L、P29L 屬同一橋梁單元，其更換 LRB 支承亦無法先行辦理，以避免造成同一橋梁單元內盤式支承與隔震支承並存，因個別支承勁度差異過大，而造成既有支承損壞，致使隔震系統補強失效，耐震能力降低。另考量支承更換施作空間，鋼板止震裝置建議於更換支承後再行辦理。南下線橋墩 P19R~P26R 也有相同情形，建議非遺址搶救區部分橋墩之更換 LRB 支承及鋼板止震裝置應待遺址搶救後再施作，惟因此區不需進行遺址搶救，故基礎與橋墩補強工作因不受影響，可先行施作。非遺址搶救區受影響橋墩共 16 座，補強工項詳表 2，基礎補強共 10 墩、橋墩補強共 2 墩，更換 LRB 支承與安裝鋼止震裝置均為 16 墩。其中，基礎補強與橋墩補強不受遺址搶救工作影響。

表 2 非遺址搶救區內受影響橋墩補強工項

橋墩 編號	基礎 補強	橋墩 補強	更換 LRB	鋼板止 震裝置	橋墩 編號	基礎 補強	橋墩 補強	更換 LRB	鋼板止 震裝置
P20L	V(*)	V(*)	V	V	P19R	V(*)	V(*)	V	V
P21L	V(*)		V	V	P20R	V(*)		V	V
P22L	V(*)		V	V	P21R	V(*)		V	V
P23L			V	V	P22R			V	V
P24L			V	V	P23R			V	V
P25L			V	V	P24R			V	V
P26L	V(*)		V	V	P25R	V(*)		V	V
P27L	V(*)		V	V	P26R	V(*)		V	V
小計	5	1	8	8	小計	5	1	8	8

三、減少基礎補強數量可行性評估

本橋於設計階段已經全面檢討隔減震補強(包含鉛心橡膠支承 LRB、液態黏滯阻尼器 VD、力量分散裝置 STU)及系統改善方案之可行性。然因本橋原結構基礎強度餘裕量不足，既有 PC 樁抗拉強度低、既有 RC 樁結構強度偏低等原因，經設計階段詳細評估結果，即使加裝液態黏滯性阻尼器增加系統阻尼，或增設力量分散裝置分攤地震力，均無法避免柱底不發生塑鉸，因此無法避免基礎補強與減少補強規模。

隔震補強方案評估結果(即更換 LRB 支承)，可有效降低地震力，本橋原補強方案已規劃第 2、4、5 單元，含南北向橋梁共 6 個單元，採用鉛心橡膠支承 LRB 隔震補強工法，並依規範規定加裝防落橋裝置。配置 LRB 支承後，除部分活動端橋墩之 PC 樁基礎耐震性能過低仍需補強外，已有效減少基礎補強規模與數量。

其他單元，如第 1、3、6、7 單元及交流道橋 1~4，則因為橋梁結構型式不適合(如第 1 單元為懸臂工法橋墩固接)、匝道匯出入範圍橋寬變化幅度大(如第 3、6 單元)，或與梁端間隙不足等因素(如第 7 單元與交流道 1~4)，經評估需採用傳統補強工法，已無法減少基礎補強數量。惟為縮減遺址搶救面積，將配合研擬其他基礎補強工法，如：200~300mm ϕ 高強度微型樁、610mm ϕ 鋼管樁及 150cm ϕ 全套管基樁(原補強方案)。

綜整補強用各種基樁之優缺點及適用性，詳表 3。因 200~300mm ϕ 高強度微型樁雖可直接貫穿既有基礎施工，無需擴基可減少既有基礎外之開挖，惟本橋基礎補強主要目的在於提高樁體強度與拉拔力，而微型樁因承载力較低，且勁度低，加上其抗彎抗剪強度較於其他兩者均偏低，補強效益不佳，因無法符合本橋基礎補強需求，建議不採用。

表 3 非遺址搶救區內受影響橋墩補強工項

	優點	缺點	適用性
200mm ~300mm ϕ 微型樁	1. 機具小，活動性高 2. 淨空 7m 以上可不需開挖 3. 鑽掘方式適用於堅硬地盤 4. 淨高不足時，可降挖置基礎底施工 5. 樁間距小，基礎尺寸相對較小 6. 採貫穿既有基礎方式，基礎不需擴座	1. 承载力低 2. 橋墩基礎案例少，低淨空機具需改裝，普遍性較低 3. 樁徑小，勁度低 4. 不適用於行水區	1. 耐震補強：直接基礎承载力或穩定性不足 2. 適用於堅硬土層 3. 現況空間受限 4. 通常用於建築工程
610mm ϕ 鋼管樁	1. 機具小，活動性高 2. 淨空 7m 以上可不需開挖 3. 淨高不足時，可降挖置基礎底施工 4. 抗彎矩、剪力强度高	1. 承载力低 2. 相較於一般 RC 樁，鋼管樁數多，費用較高。 [150mm ϕ RC/150mm ϕ 鋼管樁 \approx 1.0]	1. 耐震補強：既有基樁強度不足 2. 軟弱土層(低淨空)；一般土層(非低淨空) 3. 現況空間受限 4. 通常用於港灣工程

	優點	缺點	適用性
	5. 樁間距小，基礎尺寸相對較小	3. 低淨空需採振動敲擊式，僅適用地質軟弱工址 4. 垂直度控制不易 5. 現場鉚(續)接耗時 6. 橋墩基礎案例少，低淨空機具需改裝，普遍性較低 7. 不適用於行水區 8. 需考量鋼材鏽蝕量 0.03mm/年	
大口徑 RC 樁	1. 可配合需求增加樁長 2. 因應不同土層變更施工方式：全套管、反循環、Auger等 3. 樁承载力高 4. 樁徑大，樁體勁度高 5. 國內專業廠商多，動員快 6. 施工標準化	1. 機具能量需求大 2. 運作空間需求高 3. 低淨空全套管施工需大於8m 4. 受相鄰構造侷限施工空間 5. 樁淨間距大 6. 基礎尺寸較大 7. 降挖範圍大	1. 新設或補強橋梁均可適用 2. 臨水域或土壤液化區域 3. 可適用所有土層 4. 耐震補強：既有基礎承载力或強度不足 5. 現況施工空間需求大 6. 河川橋沖刷之耐震補強

四、基礎補強變更方案評估

配合本工址地層特性及橋下低淨空作業空間條件，建議採用 610mm ϕ 鋼管樁為本工程補強方案。經蒐集前期相關資料，國道橋梁耐震補強曾有低淨空鋼管樁施工案例，如第 M11、M12 標，其淨高需求約為 7m，且施工機具尺寸亦較全套管基樁小，如需局部降挖施工，降挖範圍亦較全套管機具小。惟低淨空鋼管樁施工係採振動壓入方式，對於偏硬之岩盤或卵礫石地質條件，工率相對較差。

檢視本工址地質鑽孔資料，平均於地表下方約 30m 出現泥岩，其上則為相對軟弱之粉土質細砂或粉土質黏土，研判應可適用於低淨空鋼管樁施作。以下挑選二個具代表性之基礎型式進行變更方案評估，分別為：

案例一：主線高架橋之橋墩 P37R~P38R、P38L~P39L，

案例二：交流道橋(二)、(三)之橋墩 PR22~PR23、PR32~PR33；

以此二案例詳細比較原設計與變更方案之搶救發掘面積數量。

案例一 主線橋高架橋墩 P38L~P39L、P37R~P38R：

1. 主線高架橋落於遺址搶救區範圍者，共計 26 座橋墩，其中北上線 P38L~P39L 及南下線 P37R~P38R 為雙柱式聯合基礎，基礎擴基尺寸較大，故作為遺址搶救面積評估對象，可具代表性。

2. 原設計基礎補強為 6-150cm ϕ 全套管基樁，基礎平面尺寸為 18.0m \times 18.8m；替代方案採 14-610mm ϕ 鋼管樁，基礎平面尺寸為 14.5m \times 18.3m，平面配置如圖 2 所示。

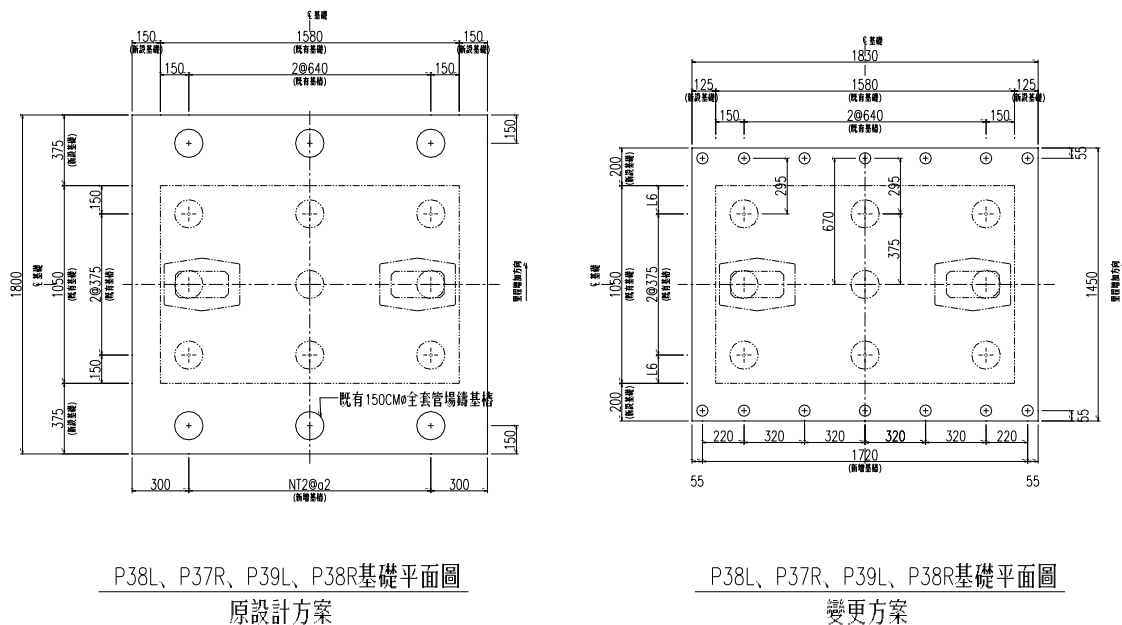


圖 2 橋墩 P38L~P39L、P37R~P38R 基礎平面圖

3. 現地最小淨高約 6.7m，故建議依原設計採鋼板樁擋土，依據考古專家評估建議基礎上方之表土為明顯之填覆土，可採小功率挖土機慢速降挖至文化層上方 50cm 處，再打設鋼板樁擋土，可避免斜坡明挖擴大需挖掘搶救面積。以變更方案施作，初步評估約可減少 520m² 之開挖面積。統計本案例之 4 座橋墩基礎如採鋼管樁變更方案，約可減少 43% 之開挖面積(搶救面積)，詳表 4。

表 4 橋墩 P38L~P39L、P37R~P38R 搶救發掘面積評估

橋墩編號	原設計之搶救面積 (採全套管基樁)(m ²)	變更後之搶救面積 (採鋼管樁)(m ²)	縮減搶救面積(m ²)
	基礎擴基及施工需求 開挖面積(A)	基礎擴基及施工需求 開挖面積(B)	(A-B)
P38L、P39L	597	337	260
P37R、P38R	597	337	260
合計	1,194	674	520

案例二 交流道橋(二)(三)橋墩 PR22~PR23、PR32~PR33：

1. 烏山頭交流道橋共計(一)~(四)等 4 座交流道，其中僅交流道橋(二)、(三)座落於烏山頭遺址搶救區。本案例因原方案需進行較大範圍降挖以施作低淨空全套管基樁，故以此為遺址搶救面積評估對象，應具代表性。

2. 原設計基礎補強為 4-150cm ϕ 全套管基樁，基礎平面尺寸為 9mx15m；替代方案採 4-610mm ϕ 鋼管樁，基礎平面尺寸為 9mx10m，平面配置如圖 3 所示。
3. 因交流道橋橋下淨高不足，配合全套管機具施工空間及動線，需大範圍降挖，衍生搶救費用增加。
4. 本案例現地梁下淨高僅約 4m，對於箱梁下方之臨時擋土鋼板樁打設，初步評估仍需局部採斜坡明挖方式，進行基礎板擴基施工。但由於鋼管樁將配置於箱梁翼板下方，淨高可增加至 7m 以上，鋼管樁施工時無需進行降挖，因而大幅降低因施作空間需求所衍生之開挖，初步評估約可減少 2,607m²。統計本案例之 4 座橋墩基礎如採變更方案，約可減少 82%之開挖面積(搶救面積)，詳表 5。

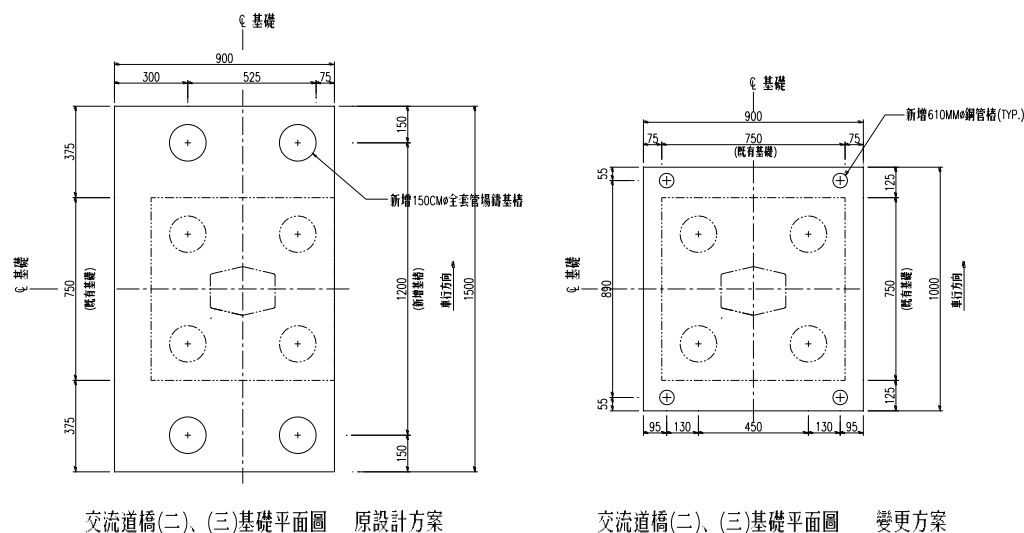


圖 3 交流道橋(二)、(三)基礎平面圖

表 5 交流道橋(二)(三) 搶救發掘面積評估

橋墩編號	原設計之搶救面積 (採全套管基樁)(m ²)			變更後之搶救面積 (採鋼管樁)(m ²)			縮減搶救面積(m ²)
	基樁施工 降挖	基礎擴基 需求	小計(A)	基樁施工 降挖	基礎擴基 需求	小計(B)	(A-B)
PR22~PR23	1,327	254	1,581	135	148	283	1,298
PR32~PR33	1,347	254	1,601	144	148	292	1,309
合計	2,674	508	3182	278	296	575	2,607

5. 本案例於施工階段，因橋墩鄰近匝道路堤段，為避免明挖影響路堤邊坡穩定，仍採用鋼板樁擋土施工。考量現地淨高條件，需減少開挖深度以縮短鋼板樁樁長，故提高補強基礎之高程且基礎底板鋼筋改以植筋方式處理，提高作業效率(詳圖 4)。

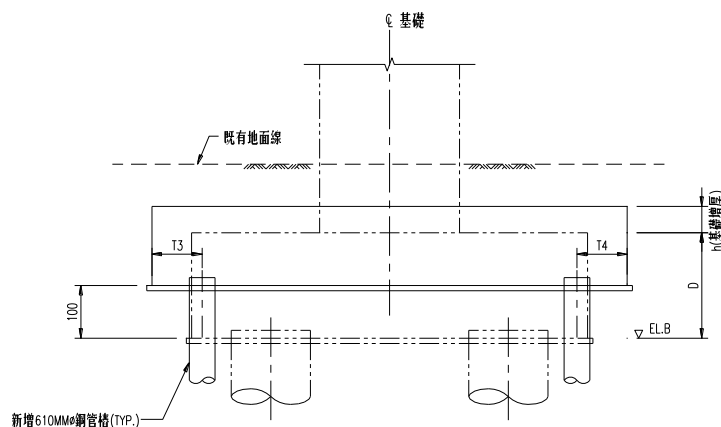


圖 4 交流道橋(二)、(三)基礎立面圖

五、結論

茲就遺址搶救區內(詳圖 1 所示 B 區)所有基礎補強橋墩，共計 30 座基礎，均改為 610mm ϕ 鋼管樁之變更方案後進行分析評估，初步統計搶救發掘面積減少數量可由原來 6,281m² 降至 2,918m²，減少約 3,363m²，預估遺址搶救費用約可減少 1.3 億元。未來，如有低淨空或需限縮開挖範圍之補強基樁工作，鋼管樁將可提供設計及施工單位作為一評選方案。

由於多數既有基礎採用 PC 斜樁，打設斜率與精準度不若場鑄 RC 樁，施工階段如遇現場 PC 樁位置與竣工圖所示位置與斜率不符時，鋼管樁打設過程即會遇及與 PC 樁衝突問題，而無法打設至設計樁長，因此鋼管樁打設施工過程如遇困難，由施工團隊立即回饋設計單位，設計單位再依已打入樁長，配合地質條件評估是否需補樁。每一基礎有不同之設計需求與地質條件，因此，現場施工團隊需與設計單位密切協調，以克服現場施工衝突並符合設計需求。

參考文獻

1. 交通部，「公路橋梁耐震設計規範」，民國 108 年 1 月。
2. 交通部，「公路橋梁耐震評估與補強設計規範」，民國 110 年 3 月。
3. 國家地震工程研究中心，「公路橋梁耐震性能設計規範研究(第 2 期)(上冊、下冊)」，民國 101 年 12 月。
4. 交通部高速公路局，「橋梁耐震補強設計注意事項」，民國 110 年 4 月，初版。
5. 交通部高速公路局，國道高速公路後續路段橋梁耐震補強工程(臺南路段)「工程細部設計報告(第 M37G 標)」，民國 107 年 6 月。
6. 李坤修，「二高路權範圍烏山頭遺址搶救發掘報告」，民國 88 年 9 月。交通部臺灣區國道新建工程局委託，工信工程股份有限公司及國立臺灣史前文化博物館籌備處執行。
7. 交通部高速公路局，國道高速公路後續路段橋梁耐震補強工程(臺南路段)「考古遺址價值及

內涵調查評估報告書(烏山頭交流道 B 工區第二區 329k+752~330k+021)」，108 年 9 月，第二版。

降低箱梁內施工對蝙蝠生態影響之補強

-以國 3 三疊溪河川橋為例

降低箱梁內施工對蝙蝠生態影響之補強

-以國 3 三疊溪河川橋為例

摘 要

依據本局「國道 3 號水上至官田路段蝙蝠類資源調查(101 年 12 月)」前期調查顯示，國道耐震補強工程白河工務段轄內，中埔交流道至官田系統交流道路段國道橋箱梁內可能棲息有數百至數千蝙蝠，且含括多數淺山蝙蝠物種，故在設計階段即優先納入生態友善考量，委託臺灣蝙蝠學會進行補充調查，並依其專業建議進行後續相對應的生態友善設計。

關鍵字：橋梁耐震補強、基礎補強

一、前言

國道 3 號白河工務段路線因緊貼中央山脈外緣淺山，且為嘉南大圳主要幹線引出區域，水綠環境交織，故素來生態量豐富，關注物種包括白鼻心、山羌、赤腹松鼠、溝鼠、小黃腹鼠等多種哺乳類，鳥類數量及物種上也相當豐富，據本局「國道 3 號水上至官田路段蝙蝠類資源調查(101 年 12 月)」前期調查顯示，本次國道耐震補強工程白河工務段轄內，中埔交流道至官田系統交流道路段國道橋箱梁內可能棲息有數百至數千蝙蝠，且含括多數淺山蝙蝠物種，故在設計階段即優先納入生態友善考量，委託臺灣蝙蝠學會進行補充調查，並依其專業建議進行後續相對應的生態友善設計。

相對於前期調查成果，本次調查在數量上及種類上都大幅減少，前期調查到十種蝙蝠種類，涵括各種淺山區活動蝙蝠，而本次調查卻僅發現臺灣小蹄鼻蝠、臺灣葉鼻蝠、高頭蝠及東亞家蝠 4 種，數量上也由每巢穴數百隻縮減為數十隻或數隻，惟從其排遺分布情況推斷，國道 3 號中埔交流道 297k 至官田系統交流道 334k 間 30 多公里國道箱涵內幾乎都有蝙蝠利用情況，推斷本區域生態環境仍相當良好，因此吸引蝙蝠固定使用，對此執行耐震補強工程之際，如何尊重自然、減輕環境衝擊即為下一步重要課題。



官田系統交流道箱涵內蝙蝠生態友善策略



官田系統交流道橋下植被茂密



官田系統交流道六雙溪兩側水草豐美



中埔交流道匝道區蒲葵及其下高頭蝠排遺



水上跨越橋箱梁內臺灣小蹄鼻蝠



水上系統交流道匝道2南端臺灣葉鼻蝠排遺



牛稠埔坑溪排水橋箱梁臺灣小蹄鼻蝠排遺

二、三疊溪河川橋蝙蝠族群調查

三疊溪河川橋主要棲息臺灣小蹄鼻蝠，本橋於 107 年 8 月至 109 年 5 月每季進行生態監測及調查，108 年 11 月調查結果雖為 289 隻，但 107 年 12 月調查結果發現僅有 7 隻，研判當時該橋正值施工期，推測可能工程影響造成此數量的差異。而度冬季及繁殖的數量變動可能源自於季節性遷徙，臺灣小蹄鼻蝠在繁殖期又回到三疊溪河川橋並在箱梁內懷孕並生產，105 年 5 月前往調查總數有 300~500 隻以上，顯示三疊溪河川橋對於蝙蝠棲所的重要性，故列為重要棲所並架設微氣候紀錄器。而 282k+695 排水箱涵在 108 年 4 月調查發現約 1000 隻的臺灣小蹄鼻蝠，數量較同年 1 月(約 3000 隻)減少；108 年 11 月調查結果則發現約 4500 隻以上，而同時期三疊溪河川橋臺灣小蹄鼻蝠數量則減少為 289 隻，由於 282k+695 排水箱涵與三疊溪河川橋距離僅約 2 公里，該排水箱涵除了可能為臺灣小蹄鼻蝠季節性遷徙的棲所外，亦可能為三疊溪河川橋施工時的暫時避難所，此推論根據 109 年 5 月在 282k+695 排水箱涵中捕獲 1 隻本計畫於三疊溪河川橋標放的個體，證實兩處的蝙蝠會在兩棲所間遷移棲息利用。



圖 1 棲息於三疊溪河川橋的小蹄鼻蝠及標放個體

三、友善作為

3.1 因應措施及保護對策

1. 國道耐震補強工程對於棲息在結構物內的蝙蝠類群影響相關保育措施，參照 108 年 5 月更新修正的「公共工程生態檢核注意事項」條文中所提及的各項生態保育策略，各項保育策略之間可選擇同時進行，而並非互斥的狀態。

- (1) 迴避策略：避免在蝙蝠棲息處與棲息時間進行工程施作，避免破壞或改變蝙蝠棲息條件。
- (2) 縮小策略：盡可能降低周邊植被、水域，甚至水岸的改變面積，以縮小蝙蝠對於覓食區縮減的壓力。
- (3) 減輕策略：避免蝙蝠出入口、覓食區、活動路徑、活動水域的燈光使用，儘量維持原有狀況。蝙蝠棲所附近，應儘量降低噪音的產生或阻隔噪音的傳播。確實進行入侵種的管理，並且避免引進入侵種。
- (4) 補償策略：增設棲所附近的植被，營造棲所周遭覓食區，提供額外的棲所(如在箱梁內頂端規劃友善蝙蝠攀附設施)。

2. 若工程採行迴避、縮小、減輕等對策後仍有蝙蝠棲息於施工範圍，則可考量進行蝙蝠驅離，驅離前需諮詢蝙蝠專家學者後擬定完善詳細規劃(包含補償措施)，於正確時間以友善方式進行驅離，以避免蝙蝠受到過度干擾、受傷或死亡。完全驅離後應於施工期間封閉蝙蝠可能使用之出入口，避免蝙蝠再度進入施工地點。

以上述保育策略為基準，建議施工單位將施工前、中及完工後三項時程分別進行不同友善保育措施：

- (1) 施工前詳細調查蝙蝠棲息情形，調查工作應由生態專業人員以低干擾的方式進行記錄(包括：結構物內棲息的蝙蝠種類與數量、是否進行生殖行為或者度冬行為、觀察結構物內排遺新舊程度與堆積狀況)。評估工程對於蝙蝠的干擾程度與可能造成的影響。依據前項資料，提出各個「結構物施工工期規劃」(其中個案結構物可能包含蝙蝠驅離計畫)，審查通過後才

進行工程施作。

- (2) 施工期間，依據「結構物施工工期規劃」進行施工。盡量避免相連或相鄰的結構物同時施工。盡可能降低燈光與噪音的干擾，或者建構相對應的阻隔設施。盡量避免於度冬季與生殖期進行施工，或者於度冬季與生殖期之前，預先提供替代性棲所再進行驅離。蝙蝠驅離規劃，需評估驅離的妥適性。依據施工前的蝙蝠棲息調查結果與結構物工期規劃，擬定蝙蝠驅離計畫。驅離工作應於黃昏時進行，以盡量降低對蝙蝠的干擾與衝擊。確認蝙蝠離開後，立即封閉結構物內蝙蝠可能利用之縫隙，或者架設單向門，以利剩餘的蝙蝠能夠離開而無法再進入。
- (3) 完工後，持續進行結構物監測，直至完工後 3 個月。

3.2 友善驅離

依國外經驗在施工橋梁箱涵內若有發現蝙蝠蹤跡，且無法以迴避、縮小、減輕處理時，部分廠商會將單向門(one-way door)於友善驅離前架設於主要出入口，驅趕蝙蝠使其離開結構物後施工單位方可進行施作。但國內並無使用單向門的相關案例，國外單向門的設計及裝置亦不適合洞穴型蝙蝠使用，文獻所提及的單向門多以棲居於住家之蝙蝠類群為主(多棲息於夾縫中，常自夾縫中飛出)，不適合在國道箱梁內主要棲息的臺灣小蹄鼻蝠，可能會導致臺灣小蹄鼻蝠無法離開，因而困死於橋梁箱梁之中。

本計畫設計可能適合臺灣小蹄鼻蝠的單向門，並於 108 年 4 月 16-17 日進行測試，每組測試以 5 分鐘計時測計蝙蝠飛出的狀況，第一組試驗是引導的彎管加上塑膠袋，但飛出效果不佳，後移除塑膠袋並將彎管減少彎曲角度進行第二組試驗，發現蝙蝠較能飛出單向門，但因彎管的口徑過大，因此蝙蝠同樣也能再飛進洞口。第三組測試則是彎管加上紗網、及只有紗網形成的導引管的第四組測試，測試結果皆比第一、二組測試效果更佳。整體測試結果顯示以紗網形成的導引管效果最佳。



第一組試驗



第二組試驗



第三組試驗



第四組試驗

圖 2 不同型式單向門成效試驗

四、結論

為降低耐震補強工程對棲息於箱梁內之蝙蝠影響，本文提供迴避、縮小、減輕及補償策略，以替代工法盡量迴避箱梁內施工，若確實無法迴避，則採友善驅離方式，並避開冬眠及繁殖期；以降低施工對蝙蝠生態之影響，以三疊溪河川橋為例，耐震補強工程完工重新開放箱梁後，原箱梁內之蝙蝠也確實回到原棲所。

參考文獻

1. 「國道蝙蝠族群生態保育工作暨紀錄片攝製計畫委託專業服務」成果報告，民國109年6月。
2. 交通部臺灣區國道高速公路局，國道高速公路後續路段橋梁耐震補強工程（區段1-1）「細部設計報告(第M37A標)」，民國106年5月。



交通部高速公路局
FREEWAY BUREAU, MOTC

